

Math. A.

53^o

Am. B. 62A

53^o

(12)

BERICHT

ÜBER DAS VOM

CAPITÄN A. A. HUMPHREYS UND LIEUTENANT H. L. ABBOT

IM JAHRE 1861 ZU PHILADELPHIA

UNTER DER AUTORITÄT DES KRIEGS-DEPARTEMENTS DER VEREINIGTEN STAATEN
NORDAMERIKA'S VERÖFFENTLICHTE WERK, BETREFFEND DIE UNTER IHRER LEITUNG
IN DEN JAHREN 1851, 1857 UND 1858 IM AUFTRAGE DER BUNDESREGIERUNG

AUSGEFÜHRTEN

VERMESSUNGEN DES MISSISSIPPI-DELTA'S

ZUM BEHUF DER AUSZUFÜHRENDEN

SCHUTZBAUTEN GEGEN DIE ÜBERSCHWEMMUNGEN

DES

MISSISSIPPI-STROMES UND DESSEN NEBENFLÜSSE,

ERSTATTET

IN DER SITZUNG DER MATH.-NATURW. CLASSE DER KAIS. AKADEMIE
DER WISSENSCHAFTEN VOM 9. JUNI 1864

VON

A. RITTER v. BURG,

K. K. HOFRATH UND PROFESSOR DER MECHANIK UND MASCHINENLEHRE AM K. K. POLYTECHNISCHEN INSTITUTE.

WIEN.

AUS DER K. K. HOF- UND STAATSDRUCKEREI.

IN COMMISSION BEI KARL GEROLD'S SOHN, BUCHHÄNDLER DER KAISERLICHEN AKADEMIE
DER WISSENSCHAFTEN.

1864.

BERICHT

ÜBER DAS VOM

CAPITÄN A. A. HUMPHREYS UND LIEUTENANT H. L. ABBOT

IM JAHRE 1861 ZU PHILADELPHIA

UNTER DER AUTORITÄT DES KRIEGS-DEPARTEMENTS DER VEREINIGTEN STAATEN
NORDAMERIKA'S VERÖFFENTLICHTE WERK, BETREFFEND DIE UNTER IHRER LEITUNG
IN DEN JAHREN 1851, 1857 UND 1858 IM AUFTRAGE DER BUNDESREGIERUNG

AUSGEFÜHRTEN

VERMESSUNGEN DES MISSISSIPPI-DELTA'S

ZUM BEHUF DER AUSZUFÜHRENDEN

SCHUTZBAUTEN GEGEN DIE ÜBERSCHWEMMUNGEN

DES

MISSISSIPPI-STROMES UND DESSEN NEBENFLÜSSE,

ERSTATTET

IN DER SITZUNG DER MATH.-NATURW. CLASSE DER KAIS. AKADEMIE
DER WISSENSCHAFTEN VOM 9. JUNI 1864

VON

A. RITTER v. BURG,

K. K. HOFRATH UND PROFESSOR DER MECHANIK UND MASCHINENLEHRE AM K. K. POLYTECHNISCHEN INSTITUTE.

WIEN.

AUS DER K. K. HOF- UND STAATSDRUCKEREI.

IN COMMISSION BEI KARL GEROLD'S SOHN, BUCHHÄNDLER DER KAISERLICHEN AKADEMIE
DER WISSENSCHAFTEN.

1864.

**BIBLIOTHECA
REGIA
MONACENSIS.**

**Bayerische
Staatsbibliothek
München**

Um den grössten oder Hauptstrom der Vereinigten Staaten Nord-Amerikas, den Mississippi, welcher von der Einmündung des Missouri an seinen Charakter vollständig ändert und während er oberhalb noch klar und ruhig fliesst, sich zu einem unregelmässigen und reissenden Strome gestaltet, welcher auf seinen ferneren, noch über 1300 englische Meilen langen Lauf bis in den mexikanischen Meerbusen nicht unbedeutende Verwüstungen anrichtet, und namentlich von der Mündung des Ohio an, wo die Felsenketten zu beiden Seiten des Stromes plötzlich aufhören und ein aufgeschwemmtes flaches Uferland beginnt, Felder und Pflanzungen von Zeit zu Zeit überschwemmt und Alles mit sich fortreisst — endlich nach einem einheitlichen Plane zu reguliren und die angrenzenden Niederungen durch Schutzbauten gegen Überschwemmungen zu schützen, wurde gegen Ende des Jahres 1850 von der Bundesregierung die Vermessung und Untersuchung des Mississippi-Delta angeordnet, diese sofort unter der Leitung des Capitäns A. A. Humphreys und Lieutenants H. L. Abbot (of the Corps of Topographical Engineers, united States Army) ausgeführt und kürzlich nach einer jahrelangen, äusserst mühevollen Arbeit zu Ende gebracht.

Die Resultate dieser ausgezeichneten Arbeit, welche jeder ähnlichen Vermessung und Flussregulirung als Muster dienen kann, sind im dem hier vorliegenden, von den genannten Ingenieuren verfassten, im Jahre 1861 zu Philadelphia unter der Autorität des Kriegdepartements der Vereinigten Staaten veröffentlichten und der kais. Akademie der Wissenschaften zur Begutachtung übergebenen Report oder Bericht niedergelegt.

Wenn ich mich des schon vor ziemlich langer Zeit von Seite der geehrten Classe der kais. Akademie erhaltenen Auftrages: über diesen Report Bericht zu erstatten, erst heute entledige, so möge mich die Reichhaltigkeit des in jeder Beziehung höchstinteressanten Werkes, welches über 600 Seiten in Gr.-4^o enthält, entschuldigen.

Meiner Überzeugung nach begründen die in diesem classischen Werke von den Verfassern aufgestellten neuen Hypothesen, Theorien,

Entwickelungen und Formeln, welche mit den Erfahrungen und Beobachtungen auf eine überraschende Weise übereinstimmen und durch diese bestätigt werden, für die hydro-technischen und mechanischen Wissenschaften einen so erfreulichen Fortschritt, dass es wohl gerechtfertigt erscheint, wenn ich bei Besprechung dieses Werkes, welches bei einer verhältnissmässig geringen Auflage (von 1250 Exemplaren) auch nur wenig bekannt werden dürfte, in einige wissenschaftliche Details näher eingehe und dabei das wesentlich Neue hervorhebe.

Das ganze, auch in typographischer Beziehung ausgezeichnete Werk, zerfällt in acht Capitel und einen Anhang.

Das erste Capitel behandelt als Einleitung in sehr ausführlicher Weise in topo- und hydrographischer Beziehung die Beschaffenheit des ungeheuren Stromgebietes des Mississippi, bespricht unter A. die Breite, Tiefe, Geschwindigkeit, geologische Beschaffenheit dieses so wie der in diesem grössten Strome Nord-Amerikas einmündenden Nebenflüsse und schliesst mit einer äusserst interessanten Tabelle, in welcher diese mit noch einigen anderen Grössen summarisch zusammengestellt sind. Von diesen Daten, welche sich auf den Ohio, oberen Mississippi, Arkansas-, Red-, Yazoo-, St. Francis-Fluss und den Hauptstrom des Mississippi beziehen, mögen einige hier angeführt werden.

	Grösse des Flussgebietes in Quadratmeilen	Jährliche Regenmenge in Zollen	Mittlere Wassermenge per Secunde in Kubikfuss	Verhältniss zwischen dem Wasserabflusse und der Regenmenge ¹⁾
Ohiofluss	214000	41·5	158000	0·24
Oberer Mississippifluss .	169000	35·2	105000	0·24
Missourifluss	518000	20·9	120000	0·15
Arkansasfluss	189000	29·3	63000	0·15
Rothe Fluss (Red-river)	97000	39·0	57000	0·20
Haupt-Mississippistrom .	1244000	30·4	675000	0·25

¹⁾ Zum Verständniss dieser Verhältnisszahlen bemerke ich, dass diese Zahlen den Werth des Bruches $\frac{M}{R}$ angeben, in welchem M die Wassermenge, welche der Fluss jährlich abführt und R die jährliche Regenmenge bezeichnet. So ist z. B. für den Fluss Arkansas $M = 2000.000.000.000$ und $R = 13000.000.000.000$ Kubikfuss, demnach die betreffende Verhältnisszahl $\frac{M}{R} = \frac{2}{3} = 0·15$.

Das zweite Capitel handelt in sehr anziehender und lehrreicher Weise von dem Bette und den Ufern des Mississippi unterhalb der Einmündung des Missouri; es wird davon eine detaillirte topographische und geologische Beschreibung gegeben; die Menge und Beschaffenheit der erdigen und sandigen Ablagerungen im Vergleiche mit jenen in anderen Flüssen angeführt; das Gefälle, die Tiefe und der Querschnitt des Flusses, der Einfluss des Windes so wie der Fluth auf den Wasserstand des Flusses in den verschiedenen Abständen von der Mündung des Meerbusens besprochen; die jährliche Regen- und Wassermenge des Hauptstromes und der Nebenflüsse sowohl bei Hoch- als Niederwasser, und zwar vom Jahre 1818 angefangen bis einschliesslich zum Jahre 1859 in Tabellen zusammengestellt. Schliesslich folgt eine historische Übersicht der im Mississippi-Thale hergestellten Schutzdämme, von denen der erste bereits im Jahre 1717 zu Neu-Orleans errichtet wurde; so wie eine Aufzählung aller von den verschiedenen Bundesstaaten erlassenen Gesetze zur Herstellung der noch nöthigen Dämme. Veranlassung hierzu so wie überhaupt zu der hier besprochenen Arbeit und Vermessung gab die von der Bundesregierung eingebrachte und am 28. September 1850 genehmigte Acte, nach welcher den einzelnen Staaten zur Gründung eines Fonds für die nöthigen Schutzbauten alle innerhalb ihrer Grenzen liegenden und noch unverkauften überschwemmten Ländereien unentgeltlich überlassen werden.

Im dritten Capitel findet man eine Kritik über den Standpunkt der hydraulischen Wissenschaften auf Flüsse angewendet, so wie eine chronologische Aufzählung aller sich hierauf beziehenden wissenschaftlichen Arbeiten und der darin zur Bestimmung der mittlern Flussgeschwindigkeit enthaltenen Formeln, welche jedoch, wie nachgewiesen wird, alle mehr oder weniger unvollkommen sind und von der Wahrheit abweichen.

Im vierten Capitel werden in sehr ausführlicher Weise die Methoden entwickelt, nach welchen die Verfasser zuerst die von ihnen sogenannten Feldarbeiten, d. i. die Vermessungen und Beobachtungen in verschiedenen Breiten und Tiefen des Flusses vorgenommen haben und auf welche sie dann bei den Gruppierungen des erhaltenen Zahlenmeeres zu Werke gingen, um die mittlere Stromgeschwindigkeit und abfliessende Wassermenge zu bestimmen.

Es wird auf evidente Weise nachgewiesen, dass die in irgend einernach der Flusslänge angenommenen verticalen Ebene in verschiedenen Tiefen herrschenden Flussgeschwindigkeiten den Abscissen einer in dieser Ebene liegenden Parabel proportional sind, deren Axe mit der Oberfläche des Wassers parallel läuft. Aus vielen Hunderten, um nicht zu sagen Tausenden von Messungen und Beobachtungen wird das Gesetz abgeleitet, nach welchem sich die Parameter dieser Parabeln, je nach der Tiefe und mittlern Stromgeschwindigkeit ändern und ferner noch bewiesen, dass sich der Abstand ihrer Axen vom Wasserspiegel nach einem bestimmten Gesetze mit dem herrschenden Winde, und zwar je nach der Richtung und Stärke desselben ändert.

Eine so riesige Arbeit wie diese dürfte wohl kaum noch jemals ausgeführt worden sein. Auch sind die sämtlichen Messungen und Beobachtungen, aus welchen diese wichtigen Gesetze und Resultate abgeleitet wurden, in dem Anhang dieses Buches aufbewahrt und zusammengestellt worden, um jede spätere Controle und Nachrechnung zu ermöglichen.

Im fünften Capitel werden diese Daten und Facta benützt, um darauf ein neues wissenschaftliches System der Fluss-Hydraulik, oder wie es die Verfasser nennen, eine „Experimental-Theorie“ über die Bewegung des Wassers in Flüssen zu begründen. Dieses Capitel bildet schon an und für sich eine höchst werthvolle wissenschaftliche Abhandlung, auf welche ich weiter unten der grossen Wichtigkeit und Bedeutung wegen des Nähern eingehen werde.

Die in diesem Capitel entwickelten neuen Formeln, namentlich jene zur Bestimmung der mittlern Flussgeschwindigkeit, werden nebst den bereits bekannten und bisher angewendeten älteren Formeln mit allen bis jetzt aufgezeichneten Beobachtungen verglichen oder darauf angewendet, und dadurch der entschiedene Vorzug vor allen bisherigen Formeln in's hellste Licht gestellt.

Am Schlusse werden diese neuen Formeln noch zur Lösung des äusserst schwierigen, jedoch für die auszuführenden Schutzhauten am Mississippi von der grössten Wichtigkeit sich darstellenden Problems benützt: die Stauhöhe des Wasserspiegels an einer beliebigen Stelle des Stromes zu finden, wenn sich dessen Wassermasse um eine gegebene Quantität vergrössert.

Im sechsten Capitel wird die Frage der zweckmässigsten Schutzbauten mit Rücksicht auf den Kostenpunkt, und zwar in doppelter Hinsicht erörtert. Einmal, um wie viel sich die Wassermasse des Stromes durch die Trockenlegung der Sümpfe oder Swamps vermehre, und dann um wie viel sich dadurch wieder der Wasserspiegel im Mississippi erhöhen würde.

Es werden zum Schutze der Niederungen gegen Überschwemmungen drei verschiedene Systeme von Schutzbauten erörtert:

1. das System der Durchstiche, um die Abführung des zuwachsenden Fluthwassers ohne Stauung des Wasserspiegels im Strome zu ermöglichen;

2. Ableitung der durch die Fluthen vergrößerten Wassermassen, durch besondere Canäle oder Sammeln in grossen Reservoirs;

3. Herstellung von Dämmen und künstlichen Ufern, um das Wasser in seinem Flussbette einzudämmen.

Diese verschiedenen Systeme nun, deren jedes seine Vor- und Nachtheile besitzt, werden mit Rücksicht auf den Kostenpunkt und die in den Jahren 1851 und 1858 eingetretenen Hochwässer und Überschwemmungen einer gründlichen und eingehenden Erörterung unterzogen und es fällt die Entscheidung zu Gunsten des letztern, d. i. der Schutzdämme aus. Höchst interessant sind die den Bau- oder Herstellungskosten zum Grunde gelegten Schätzungen; nach diesen würde der durch diese Schutzbauten der Cultur gewonnene Boden einen Werth von mindestens 260 Millionen Dollars erhalten, während sich der Kostenaufwand dieser Bauten blos auf circa 17 Millionen Dollars belaufen könnte.

Ferner wird hervorgehoben, dass auf den 7 Millionen Acres Land, welche dadurch gegen Überschwemmungen geschützt werden, jährlich eben so viele Millionen Ballen von Baumwolle erzeugt werden können, was bei einem Durchschnittspreis von 45 Dollars per Ballen einen jährlichen Ertrag von 315 Millionen Dollars liefert.

Im siebenten Capitel werden das Mississippi-Delta und die bei hoher Fluth sich bildenden Ausflüsse oder Canäle und Arme (Bayous) untersucht, und unter diesen besonders der Bayou la Fourche als der letzte Ausfluss des Mississippi mit Zugrundelegung der neuen Theorie kritisch beleuchtet und erörtert. Eine sehr sinnreiche Theorie oder Hypothese über das Alter des Delta, so wie über die Verän-

derungen, welche der Mississippi-Strom seit Jahrtausenden erlitten, bildet den Schluss dieses Capitels.

Das achte Capitel endlich handelt von der Einmündung des Mississippi in den mexikanischen Meerbusen; wir erfahren daraus, dass der Strom zwischen Bayou la Fourche und dem Fort St. Philip durch ein ziemlich gleichförmiges Flussbett fliesst, dessen Breite bei Hochwasser 2470 Fuss, grösster Tiefe 129 Fuss und Querschnitt 199.000 Quadratfuss beträgt, während sich bei Niederwasser diese Zahlen beziehungsweise auf 2250, 114 und 163.000 reduciren.

20 Meilen unterhalb des Forts St. Philipp ändern sich diese Dimensionen bedeutend, indem der Strom hier nur mehr eine Breite von 7000 — 8000 Fuss, eine Maximaltiefe von circa 40 Fuss und einen Querschnitt von 250.000 Quadratfuss besitzt. Von hier an theilt sich nämlich der Strom in drei Hauptarme, welche nach der Richtung ihres Laufes der südwestliche, südliche und nordöstliche Pass genannt werden; der letztere liefert noch einen Arm, den sogenannten Pass à l'Outre.

Diese Arme oder Passes haben beziehungsweise eine Länge bis in den Golf von 17, 14, 16 und 15 Meilen, eine mittlere Breite von 1200, 700, 2500 und 1300 Fuss und mittlere Tiefe von 58, 34, 37 und 36 Fuss; dabei bildet jeder an der Mündung eine Barre oder Sandbank.

Die sogenannte Niederwasser-Periode dauert durchschnittlich vier Monate im Jahre — sie wechselt von 2—7½ Monate — und es beträgt die in dieser Periode per Secunde abfliessende Wassermasse im Mittel 300.000 Kubikfuss.

Als Fluth- oder Hochwasser-Periode wird jener Zeitraum genommen, in welchem diese Wassermenge wenigstens 800.000 Kubikfuss per Secunde beträgt; sie dauert gewöhnlich sechs Monate im Jahre, variirt jedoch von vier bis acht Monate. Die in diese Periode fallende Wassermenge des Stromes beträgt durchschnittlich 1 Million Kubikfuss per Secunde.

Zum Schlusse werden noch die erwähnten Barren an den Einmündungen in den Golf untersucht, ihre Entstehung und Fortbildung nach einer neuen, auf den vorliegenden vieljährigen Erfahrungen beruhenden Theorie erklärt und die Mittel empfohlen, nach welchen diese zur Verbesserung der Schifffahrt vertieft werden können.

Was endlich den Anhang betrifft, welcher diesem Report noch beigegeben ist, so besteht er eigentlich aus sieben Abtheilungen, mit mehr als hunderttausend Zahlen und Daten, welche diesem Report zum Grunde liegen.

Die Abtheilung *A* enthält die Zahlen und Daten über die im Jahre 1838 vom Capitän Talcott vorgenommene Vermessung der Mississippi-Mündungen.

B enthält die Aufzeichnungen der täglichen Wasserhöhen des Mississippi und seiner Nebenflüsse vom Jahre 1843 an bis zum Jahre 1861. Ferner die besonderen Angaben zur Fluth- und Ebbezeit.

Im Theile oder Appendix *C* finden sich die vorgenommenen Sondirungen, wenigstens an 10.000 Zahlen, aus welchen die Querschnitte des Mississippi und seiner Verzweigungen berechnet wurden.

Abtheilung *D* enthält mindestens eben so viele Versuchszahlen, aus welchen die Geschwindigkeit des Stromes in verschiedenen Distanzen der Breite und Tiefe gefunden wurden.

E enthält die täglichen Wassermengen des Mississippi zu Carrollton, Louisiana, Columbus, Kentucky, Vicksburg oder Natchez, so wie des Arkansas und Yazoo-Flusses in den Fluthjahren 1851, 1857 und 1858.

Die Abtheilung oder der Appendix *F* enthält die Daten über die Ausdehnung und Höhe der Inundationen, der am Mississippi liegenden Moorgründe oder Swamps, so wie des Delta in den Fluthjahren 1849, 1850 und 1858.

Im Appendix *G* endlich sind die Geschwindigkeitsmessungen des oben genannten südöstlichen Pass zusammengestellt.

Ausserdem ist dieses Werk auch noch mit vielen sehr hübsch ausgeführten Karten und Curven-Diagrammen, welche den behandelten Gegenstand vollständig erläutern, ausgestattet.

Geschichtliches über die hydraulischen Wissenschaften.

Zur besseren Beurtheilung der hier vorliegenden Leistungen wird es nicht unangemessen sein, wenn ich aus der im dritten Capitel dieses Buches ziemlich vollständig enthaltenen Geschichte der hydraulischen und hydrotechnischen Wissenschaften das Wesentlichste mit einigen Ergänzungen ganz kurz anführe, indem sich aus einer solchen Übersicht die noch ganz unvollkommenen Anfänge, so wie die allmähliche Fortbildung dieser Wissenschaft, und zwar

an der Hand der Erfahrung und praktischen Versuche, am besten erkennen lässt.

Um mit der ältesten Geschichte zu beginnen, so wird behauptet, dass schon Archimedes die Gesetze des fließenden Wassers gekannt oder entdeckt habe und dass diese wohl auch den Römern aus dem Grunde nicht ganz unbekannt sein mochten, weil, wie angegeben wird, die Stadt Rom im Jahre 98 durch neun Wasserleitungen mit einem Wasserquantum versehen wurde, welches nicht weniger als täglich 27 Millionen Kubikfuss betrug; gleichwohl darf man annehmen, dass die Hydraulik erst im 14. Jahrhunderte den Charakter einer eigentlichen Wissenschaft, wenn auch hier erst in den ersten Anfängen annahm.

Die in das 17. Jahrhundert fallenden Fortschritte werden gewöhnlich dem Einflusse des Galileo zugeschrieben, obgleich es bekannt ist, dass er sich persönlich mit diesem Gegenstande wenig beschäftigte.

Erst Torricelli, Galileo's berühmter Schüler, entdeckte im Jahre 1643 das bekannte Gesetz für die Ausflussgeschwindigkeit eines Wasserstrahles aus einer Seiten- oder Bodenöffnung.

Mit Guglielmini, dem berühmten Meister der italienischen Schule, dessen Werke zu Ende des 17. Jahrhunderts erschienen, beginnt für diese Wissenschaft eine neue Epoche. Nicht nur bestätigte er durch eine Reihe sehr gut übereinstimmender Versuche die Richtigkeit des Torricelli'schen Theorems, sondern er verbesserte diese berühmte „parabolische Theorie“ auf Flüsse angewendet, indem er die Ursachen der Abweichungen, welche sich zwischen dieser Theorie und den Beobachtungen zeigen und auf welche er zuerst aufmerksam machte, zu erklären suchte.

Pitot legte der französischen Akademie der Wissenschaften von 1730—1738 eine Reihe von Abhandlungen hydraulischen Inhaltes, darunter (1732) jene vor, in welcher er gestützt auf die zahlreichen von ihm mit der seinen Namen führenden Röhre gemachten Versuche über die Geschwindigkeit des Wassers in verschiedenen Tiefen, ebenfalls die Ungenauigkeit dieser Parabeltheorie nachweist.

Mit der Herausgabe des bekannten Werkes (*Hydrodynamica seu de Viribus et Motibus Fluidorum Commentarii*) des Daniel Bernouilli im Jahre 1738, in welchem er zuerst das Princip der Con-

servirung der lebendigen Kräfte des Huygens auf die Bewegung von Flüssigkeiten anwendet, wobei er jedoch den Verlust an lebendiger Kraft bei plötzlichen Geschwindigkeitsänderungen noch unrichtig auffasst, beginnt die sogenannte Bernouilli'sche Schule der Hydrodynamik.

D'Alembert begründete durch seine, in dem Zeitraume von 1743—1752 erschienenen Werke, in welchen er sein berühmtes allgemeines Bewegungsprincip der Dynamik auch auf die Bewegung der Flüssigkeiten, mit Zugrundelegung der Hypothese der parallelen Schichten anwendet, eine genauere und schärfere Theorie als bis dahin gegolten hatte und wurde diese auch sofort allgemein angewendet.

Später wendete Borda (*Mém. sur l'écoulement des fluides*, in den *Mém. de l'Académie des Sciences*, années 1766 et 1768), das Princip der lebendigen Kräfte auf die Hypothese der bei der Bewegung von einander unabhängigen Wasserfäden an und zeigte die Ungenauigkeit der Bernouilli'schen Auflösung bei der Bewegung von Flüssigkeiten durch plötzlich verengte oder erweiterte Querschnitte der Gefässe.

Nachträglich zeigte auch Navier in seinen Anmerkungen zur neuen Auflage der Belidor'schen *Architecture hydraulique*, wie das Princip der lebendigen Kräfte gehörig angewendet, zur unmittelbaren Lösung der verschiedenen Fragen über die Bewegung von Flüssigkeiten dienen kann.

Mit Michelotti, Professor in Turin, und Abbé Bossut in Paris, welche als Grundsatz festhielten, dass die Formeln der Hydrodynamik aus Versuchen und nicht aus bloß abstracten Deductionen abgeleitet werden müssen, beginnt für diese Wissenschaft eine neue Ära. Der Erstere führte im Jahre 1764 unter der Patronage des Königs von Sardinien eine grosse Reihe von Versuchen aus, deren Resultate im Jahre 1774 (*Sperienze Idrauliche*) veröffentlicht wurden.

Eben so unternahm der letztere mit Unterstützung der französischen Regierung eine Reihe von Versuchen, allerdings in einem kleineren Massstabe als die ersteren, dafür aber für die Lösung von praktischen Fragen in einer geeigneteren Weise. Die Resultate dieser Versuche, welche späteren Gelehrten zur Ableitung der betreffenden Erfahrungs-Coëfficienten dienten, wurden in den Jahren 1771—1778 bekannt gemacht.

Chezy, ein berühmter französischer Ingenieur, versuchte im Jahre 1775 die Gesetze des fließenden Wassers in einer algebraischen Formel auszudrücken, in welcher auf die verzögernden Kräfte Rücksicht genommen wird; in dieser Formel erscheint zum ersten Male die mittlere Flussgeschwindigkeit durch den Abhang oder das Gefälle und den Querschnitt ausgedrückt.

Im Jahre 1779 erschien eine vorläufige Ausgabe, dagegen im Jahre 1786 das vollständige grosse Werk von Dubuat (*Principes d'hydraulique vérifiés par un grand nombre d'Expériences, faites par Ordre de Gouvernement*), zu dessen Ausführung er volle zehn Jahre verwendete.

Von der richtigen Voraussetzung ausgehend, dass wenn sich das Wasser in einem Canale gleichförmig fortbewegt, die Summe der bewegenden Kräfte den sämtlichen Widerständen gleich sein müsse, stellt Dubuat den Satz auf, dass man zur Entwicklung der betreffenden Formeln sowohl die bewegenden als auch die verzögernden Kräfte aufsuchen und diese einander gleich setzen müsse; indem er nun diesen Weg einschlug, illustrierte er am schönsten Bernouilli's empirische Methode die Naturerscheinungen zu generalisiren.

Coulomb stellte in seinem im Jahre 1800 veröffentlichten Werke (*Expériences destinées à déterminer la Cohérence des fluides et les lois de leurs resistances dans les mouvements très lentes*), nachdem er die Gesetze für die Reibung zwischen festen und flüssigen Körpern sehr gründlich erörtert, den Satz auf, dass sich dieser Widerstand bei langsam fließendem Wasser als eine Function der ersten und zweiten Potenz der Geschwindigkeit ausdrücken lasse.

Nach Eytelwein (1801) und Girard (1803) beschäftigte sich zunächst Prony sehr lebhaft mit diesem Gegenstande und er veröffentlichte, nachdem in den Jahren 1790 und 1796 seine „*Nouvelle Architecture hydraulique*“, und 1802 das Werk „*Sur le Jaugeage des eaux courantes*“ erschienen waren, im Jahre 1804 sein berühmtes Werk „*Recherches physico-mathématiques sur la théorie des eaux courantes*“, welches ihn in die erste Reihe der Schriftsteller über diesen Gegenstand stellte.

Sehr schätzenswerth ist die im Jahre 1813 von Krayenhoff veröffentlichte Sammlung von Beobachtungen und Tafeln über die

Topo- und Hydrographie Hollands (Recueil des Observations hydrauliques et topographiques faites en Holland), hinsichtlich der detaillirten Beobachtungen über Gefälle, Geschwindigkeit und Wassermenge in den Flüssen Hollands.

Im Jahre 1816 las Girard in der französischen Akademie der Wissenschaften eine Abhandlung über den Nil (Observations sur la Vallée d'Égypte et sur exhaussement séculaire du Sol qui la recouvre, Mém. de l'Acad. des Sc. 1817); diese enthält zugleich als erste graphische Darstellung solcher Registrirungen ein Diagramm der täglichen Pegelhöhen aus den Jahren 1799, 1800 und 1801.

In den Jahren von 1824—1826 führte Raucourt seine berühmten Versuche auf der Neva, und zwar nicht blos im Sommer sondern auch im Winter aus, wo dieser Fluss zugefroren war. Die Resultate dieser Versuche wurden theilweise auch von Destrem und Henry bestätigt.

Die französischen Ingenieure Belanger (Essai sur la solution numérique de quelques problèmes relatifs au mouvement permanent des eaux courantes, Paris) und Poncelet (Cours de Mécanique fait, à l'école d'Artillerie de Metz) veröffentlichten im Jahre 1828 zuerst ihre Arbeiten über die sogenannte permanente Bewegung des Wassers in Flüssen und Canälen. Unter dieser Bewegung, welche gleich- oder ungleichförmig sein kann, versteht man jene, welche immer dann eintritt, wenn der Canal einen constanten Zufluss besitzt, in welchem Falle daher, wenn auch die Querschnitte und das Gefälle von einem Punkte zum andern veränderlich ist, doch durch jeden Querschnitt, sobald der Beharrungsstand eingetreten ist, in einerlei Zeit auch die gleiche Wassermenge durchfliesst; dabei wird jedoch vorausgesetzt, dass keine plötzlichen Ablenkungen im Strome oder Canale eintreten, wodurch Wellen oder Wirbeln entstehen.

Derselbe berühmte Ingenieur Poncelet unternahm im Vereine mit Lesbros im Auftrage der französischen Regierung zu Metz im Jahre 1827 Versuche im grossen Massstabe zur Bestimmung der Ausflusscoefficienten aus Öffnungen. Diese Arbeit wurde im Jahre 1829 der französischen Akademie der Wissenschaften mitgetheilt und von ihr im Jahre 1832 veröffentlicht.

Die späteren Versuche Lesbros' wurden erst im Jahre 1851 veröffentlicht.

Im Jahre 1820 unternahm Defontaine eine Reihe von Beobachtungen am Rhein und dessen Nebenflüssen, welche erst im Jahre 1833 (*Travaux du Rhein*) veröffentlicht wurden; sie bilden durch ihre Details einen schätzenswerthen Beitrag zur Verbesserung der Flüsse und des Schutzes der angrenzenden Niederungen gegen Überschwemmungen bei Hochwässern.

Im Jahre 1834 erschien die erste und 1840 die zweite Auflage des schätzenswerthen Buches (*Traité d'hydraulique à l'usage des Ingénieurs Strasbourg et Paris*) von Aubuisson de Voisins.

Im Jahre 1834 Deschamps's *Recherches et consid. sur les Canaux et les Rivières*, Paris (Supplém. Paris 1836).

Im Jahre 1835 erschien von Destrem ein *Mémoire* über die Neva (Petersb.) die ähnlichen Werke von Starrow (Boston, 1835) Borrel (1836), Venturoli (1836), Tredgold (1836), Hennocque (1839), Baumgarten (1837 und 1846), Dausse (1840), Lombardini's Abhandlungen über die Po-Beobachtungen (1843, 1846, 1852, 1853) nur andeutend, will ich die treffliche Arbeit von Dupuit aus dem Jahre 1848 (*Étude théoretique et pratique sur le mouvement des eaux courantes*, Paris), welche sehr beachtenswerthe Entwicklungen über die Gesetze des mit gleichförmiger Bewegung fließenden Wassers enthält, später mit einigen Worten erwähnen.

Von demselben Verfasser erschien noch im Jahre 1858 ein kleines Werk (*des inondations*, Paris) über die Hochwasser mit einer Vertheidigung des Schutzdamm-Systemes.

In den *Proceedings der Amer. Associat. for the advancement of Sciences* 1849 findet sich ein Bericht des Lieutenants Marr über einige am Mississippi-Strome zu Memphis und Tennessee gemachten Beobachtungen. Eine zweite Reihe datirt aus den Jahren 1850 und 1851.

Die von Ellet der Smithsonian Institution im Jahre 1849 vorgelegte Abhandlung enthält sehr schätzenswerthe statistische Nachweise über die physische und geographische Beschaffenheit des Mississippi-Thales, mit Argumenten zu Gunsten der Anwendung des Systemes der Reservoirs oder Sammelteiche, so wie Vorschläge zur Verbesserung der Schifffahrt auf dem Ohio und anderen Flüssen.

Derselbe Ingenieur legte 1851 dem topographischen Bureau der Ingenieure des Kriegsdepartements einen Bericht vor, über die unter seiner Leitung ausgeführten Vermessungen zum Behufe der

Arbeiten zur Verhinderung der Überschwemmung des Mississippi-Delta.

In Ermächtigung der französischen Regierung führte Boileau im Jahre 1844 zu Metz eine grosse Reihe von Versuchen, namentlich bezüglich der über Überfälle fliessenden Wassermengen aus, deren Resultate im Wesentlichen im Jahre 1850 im „Journal de l'école polytechnique“ veröffentlicht wurden. Der im Jahre 1854 erschienene Detailbericht (*Traité de la mesure des eaux courantes*, Paris) enthält die Resultate einer achtjährigen mühsamen Arbeit und viele Formeln und Entwicklungen, welche für die Wissenschaft einen bleibenden Werth besitzen.

Ohne auf die Arbeiten von Taylor (*An Inquiry into the Operation of Running Streams and tidal Waters etc.* London 1851) Saint Venant (*Formules et Tables nouvelles pour la solution des problèmes relatifs aux eaux courantes*, Paris 1851) weiter einzugehen, erwähne ich zunächst noch das im Jahre 1856 von Francis veröffentlichte Werk (*Lowell Hydraulic Experiments*, Boston), welches die von ihm zu Lowell und Massachusetts an kurzen rectangulären Canälen gemachten Versuche enthält und zu einer genauen Vergleichung und Berichtigung der betreffenden Erfahrungscoefficienten Anlass gibt.

Schliesslich erwähne ich noch einer Abhandlung von Dav. Stephenson, welche er für die achte Auflage der „*Encyclopaedia Britannica*“ bearbeitete, die aber auch im Jahre 1858 separat veröffentlicht wurde (*Canal and River Engineering*, Edinburgh). In dem Capitel, welches über die natürliche Beschaffenheit der Flüsse handelt, stellt er eine Vergleichung an zwischen den Coefficienten, welche er selbst aus seinen Beobachtungen und genauen Messungen an kleinen Flüssen, so wie auch Dr. Anderson an dem Tay gefunden, mit jenen, welche Ellet aus den Beobachtungen am Mississippi abgeleitet und findet, dass diese nicht übereinstimmen, woraus er den Schluss zieht, dass es überhaupt noch keine allgemein anwendbare Formeln für die mittlere Flussgeschwindigkeit gibt.

Ich enthalte mich, die bei uns nur zu bekannten und geschätzten einschlägigen Werke von Lahmeyer, Hagen, Weisbach, Wibeking u. m. A. besonders anzuführen.

Methoden und Formeln zur Messung oder Bestimmung der Wassermenge eines Flusses oder Canales.

Nachdem die Verfasser, ihrer Versicherung nach, fast alle hier angeführten Werke, welche über die praktische Berechnung oder Wassermessung bei Flüssen und Canälen, so wie überhaupt über die Gesetze handeln, welche sich auf die Bewegung des Wassers in Flüssen beziehen, so weit sie sich diese Werke verschaffen konnten, benützt und sorgfältig geprüft, stellen sie die Resultate dieser Umschau oder Prüfung mit kurzen kritischen Bemerkungen zusammen und sind der Meinung, dass sie dadurch den gegenwärtigen Standpunkt dieser Wissenschaft ziemlich richtig angegeben und gekennzeichnet haben, eine Ansicht, welcher ich vollkommen beipflichte.

Da sich übrigens bei dem Studium dieser Werke nicht selten Zweifel und Unbestimmtheiten vorfinden, welche lediglich ihren Grund in einer mangelhaften oder zu wenig bestimmt ausgedrückten Bezeichnung der in die Formeln einzuführenden Grössen haben, so stellen die Verfasser ein eigenes System für diese sehr umfangreiche Bezeichnung auf. Nach diesem Systeme bezeichnet nämlich:

l die Länge eines bestimmten Theiles des Flusses;

$h = h_1 + h_2$ den Niveauunterschied zwischen beiden Endpunkten der Distanz l ;

h_1 jenen Theil von h , welcher zur Überwindung der Widerstände des Flusses, diesen auf dieser Strecke l als gerade und nahe von gleichem Querschnitt angenommen, nothwendig ist;

h_2 jenen Theil von h , welcher die aus Krümmungen oder aus besonderen Unregelmässigkeiten des Querschnittes entstehenden Hindernisse zu überwinden hat;

$s = \frac{h_1}{l}$ das Gefälle auf die Längeneinheit;

H das Gefälle für eine englische Meile;

a die Fläche irgend eines Querschnittes oder Querprofiles;

p das Wasserprofil oder den benetzten Umfang;

$r = \frac{a}{p}$ den nach Dubuat sogenannten mittleren Halbmesser oder die mittlere hydraulische Tiefe;

$r_1 = \frac{a}{p+W}$ den mittleren Hauptradius (Mean radius prime);

Q die per Secunde abfliessende Wassermenge in Kubikfuss;

$v = \frac{Q}{a}$ die mittlere Geschwindigkeit per Secunde;

D die Tiefe des Flusses an einer beliebigen Stelle, von der Oberfläche des Wassers an gemessen;

d den Abstand irgend eines gegebenen Punktes unterm Wasserspiegel;

d_1 den Abstand des Wasserfadens irgend eines Längenprofils (einer mit dem Stromstriche parallelen verticalen Ebene), welcher die grösste Geschwindigkeit besitzt, unterm Wasserspiegel;

m den Abstand, ebenfalls von der Oberfläche des Wassers an, jenes Wasserfadens, welcher die mittlere aus den Geschwindigkeiten aller in einer dieser betrachteten verticalen Längenebenen (Längenprofile) liegenden Wasserfäden besitzt;

Δ die grösste Fluss- oder Canaltiefe;

W die Flussbreite an der Wasseroberfläche, an irgend einer Stelle;

w den perpendicularen Abstand irgend eines Punktes auf der Oberfläche des Wassers von der längs des Ufers gemessenen Basis;

w_1 den perpendicularen Abstand jenes Wasserfadens der Oberfläche, welcher die grösste Geschwindigkeit besitzt, von der genannten Basis;

V die in Fussen ausgedrückte Geschwindigkeit irgend eines in einer der verticalen Längenebenen liegenden Punktes. Will man von diesen mit dem Stromstriche parallelen Längenebenen eine bestimmte bezeichnen, so wird ihr Abstand von der erwähnten Grundlinie diesem Buchstaben unten links angehängt. So bezeichnet z. B. $_{500}V$ die Geschwindigkeit eines Wassertheilchens oder Fadens in irgend einer Tiefe, jedoch in jener verticalen Längenebene liegend, welche von der längs des Ufers gemessenen Basis um 500 Fuss absteht; $_{w_1}V$ bezeichnet dasselbe für jenes Längenprofil, in welchem sich die grösste Geschwindigkeit an der Oberfläche des Wassers befindet u. s. w.

Ist die Geschwindigkeit in einer bestimmten Tiefe zu bezeichnen, so wird der verticale Abstand vom Wasserspiegel diesem Buchstaben V unten rechts angehängt. So bezeichnen z. B. V_o , V_5 , $V_{\frac{1}{2}D}$, V_D , V_d , V_m der Reihe nach die Geschwindigkeiten im Wasserspiegel oder an der Oberfläche, 5 Fuss tiefer, in der halben Flusstiefe, an der Sohle, die grösste, und endlich die mittlere Geschwindigkeit in irgend einer der genannten verticalen Längenebenen;

U die Geschwindigkeit (stets in Fuss per Secunde) irgend eines Punktes in der mittleren der sämtlichen angenommenen Längenebenen oder Längenprofile. Mit Beibehaltung der so eben für V erklärten Bezeichnungsmethode, bedeutet z. B. U_m das grosse Mittel aus allen mittleren Geschwindigkeiten der sämtlichen Längenprofile zwischen beiden Ufern, eben so bezeichnet U_r das Mittel aus allen Bodengeschwindigkeiten dieser verticalen Längenebenen u. s. w.;

f die Zahl, welche die Stärke des Windes anzeigt; dabei wird die Windstille, so wie auch ein Wind, welcher unter einem rechten Winkel quer über den Fluss weht, mit Null, der Sturm, als zweite Grenze mit der Zahl 10 bezeichnet;

G die Dichte des Flusswassers, so wie endlich

$g=32.138$ Fuss, die Beschleunigung der Schwere.

Übrigens beziehen sich alle Längeneinheiten, wenn nicht ausdrücklich das Gegentheil bemerkt wird, auf den englischen Fuss.

Diese Bezeichnungen nun vorausgesetzt und in den folgenden Untersuchungen beibehalten, komme ich auf die Bestimmung der mittleren Flussgeschwindigkeit, zum Behufe der Berechnung der Wassermenge.

Bestimmung der mittlern Flussgeschwindigkeit.

Zur Ermittlung der Wassermenge eines Flusses sind, da eine directe Abaichung nur in den allerseltensten Fällen möglich, drei verschiedene Methoden im Gebrauche, welche sich jedoch, da jede die genaue Bestimmung eines Querprofiles oder Querschnittes des Flussbettes voraussetzt nur in der Art der Ermittlung der mittleren Geschwindigkeit des Flusses von einander unterscheiden.

I.

Die erste Methode besteht darin, dass man die Geschwindigkeit des Wassers in allen Theilen eines Querprofiles wirklich misst und daraus das Mittel als mittlere Geschwindigkeit für diesen Querschnitt nimmt.

Hat das Querprofil eine irreguläre Form, so besteht die einzige richtige Methode der Berechnung der Wassermenge darin, dass man die Profilfläche in so viele Theile theilt als nöthig ist, um die Geschwindigkeit in jeder einzelnen Theilfläche als constant ansehen zu können, jeden solchen Flächentheil mit der betreffenden Geschwindigkeit multiplicirt und diese einzelnen Producte summirt.

Was dabei die Geschwindigkeitsmessungen anbelangt, so wird diese bekanntlich entweder durch zweckmässige Schwimmer, durch den Woltmann'schen Flügel, die Pitot'sche Röhre u. s. w. vorgenommen, welche alle ein mehr oder weniger genaues Resultat liefern.

II.

Nach der zweiten Methode werden solche Messungen nur theilweise an einer oder mehreren Stellen des Flusses vorgenommen und aus diesen sucht man dann die mittlere Geschwindigkeit durch Rechnung zu bestimmen; allein dazu ist die Kenntniss der Relationen zwischen den Geschwindigkeiten in verschiedenen Theilen eines Querprofiles nothwendig und es sind gerade diese Relationen, welche bisher trotz aller Bemühungen mit der nöthigen Genauigkeit nicht aufgefunden werden konnten.

Die meisten der neueren Schriftsteller gehen dabei von der folgenden Ansicht aus. Die durch den Abhang der Wasseroberfläche erzeugte Geschwindigkeit würde in irgend einem Querprofile ohne die im Flussbette vorkommenden Hindernisse durchaus die nämliche sein. Dagegen haften die unterste Wasserschichte am Boden, die Seitenschichten an den Wänden des Flussbettes fest an; die nächste Schichte wird in ihrer Bewegung theils durch die Cohäsion mit der vorhergehenden Schichte, theils durch die Reibung und endlich auch durch den aus den Unregelmässigkeiten und Widerständen am Boden und Seitenwänden entstehenden Verlust an lebendiger Kraft verzögert; die darauf folgende Schichte wird wieder in ähnlicher Weise, jedoch schon weniger in ihrer Bewegung

gehindert und so fort, so dass sich also diese Verzögerung in der Masse vermindert, in welchem die Entfernung von dem Boden und den Seitenwänden des Flussbettes zunimmt, also einerseits gegen die Oberfläche, andererseits gegen die Mitte der Strombreite zu.

Zufolge dieser Theorie und der gewöhnlichen Annahme, dass die Luft auf die Bewegung des Wassers an der Oberfläche keinen merklichen Einfluss ausübt, muss daher die grösste Geschwindigkeit an der Oberfläche, und zwar in der halben Breite derselben stattfinden.

Die zur Ermittlung der Stromgeschwindigkeit in verschiedenen Tiefen und Entfernungen von den Ufern zahlreich angestellten Versuche haben übrigens diese Annahme keineswegs bestätigt, sowie es auch bisher nicht möglich war für diese Abweichungen in den Geschwindigkeiten ein allgemein giltiges mathematisches Gesetz aufzufinden. Die nachstehende Aufzählung der hierüber bestehenden verschiedenen Meinungen liefert davon den deutlichsten Beweis.

1. So nimmt Tadini (Italien collection 1823) an, dass sich in irgend einer der verticalen Längenebenen (Längenprofile) die Geschwindigkeit an der Oberfläche zu jener an der Sohle im Allgemeinen wie 1:0016 verhalte, obgleich es am Po Stellen gibt, wo nämlich der Fluss sanft und ruhig fliesst und der Wasserspiegel mit der Sohle parallel läuft, an welcher diese beiden Geschwindigkeiten beinahe einander gleich sind.

Dubuat fand aus 48 Versuchen, welche er an einem schmalen, nur 1 Fuss tiefen Canal anstellte, dass der Unterschied zwischen der Geschwindigkeit an der Oberfläche (in der Mitte oder halben Breite) und an der Sohle um so grösser sei, je kleiner die Geschwindigkeit selbst ist. Er ist der Meinung, dass dieses Verhältniss sowohl vom mittlern Radius (r) und der Beschaffenheit des Bodens abhängt. Er stellt für die Bodengeschwindigkeit die folgende Formel auf:

$$w_1 V_D = \left(w_1 V_0^{\frac{1}{2}} - .29 \right)^2.$$

Obschon Dubuat die Meinung ausspricht, dass sich die mittlere Geschwindigkeit um $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{8}$ der Wassertiefe über der Sohle des Flussbettes befinde, so hält er dennoch seine Versuche für nicht entscheidend genug.

Focacci fand in einem 5 Fuss tiefen Canal die grösste Geschwindigkeit um 2—2½ Fuss unter der Oberfläche.

Gerstner nimmt an, dass sich das Geschwindigkeitsgesetz in verticaler Richtung durch die Ordinaten einer Ellipse darstellen lasse.

Brüning fand bei Geschwindigkeiten zwischen 2 und 5 Fuss, in Canälen von 5—14 Fuss Tiefe, dass das Mittel aus allen in einem Längenprofil liegenden Geschwindigkeiten (von der Oberfläche bis zum Boden genommen) von $\cdot 89$ — $\cdot 96$ jener Geschwindigkeit variire, die an der Oberfläche oder vielmehr 1 Fuss unter derselben stattfindet.

Nach Woltmann nimmt die Geschwindigkeit von der Oberfläche gegen die Tiefe im Verhältniss der Ordinaten einer Parabel ab, deren Axe vertical ist und Scheitel in einer gewissen Entfernung unter der Sohle des Flussbettes liegt.

Ximenes fand im Arno an einer Stelle, wo der Fluss 15 Fuss tief war und die Geschwindigkeit 3 Fuss betrug, dass die mittlere Geschwindigkeit von dieser $\cdot 92$ betrug.

Eytelwein statuirt eine Geschwindigkeitsveränderung von der Oberfläche an, nach einer arithmetischen Reihe in der Art, dass diese für je 1 Meter Tiefe $\frac{1}{40}$ der Geschwindigkeit an der Oberfläche beträgt; dieses Gesetz wird also durch die Ordinaten einer geneigten geraden Linie dargestellt.

Nach Funk dagegen würde dieses Gesetz der Abnahme durch eine logarithmische Linie versinnlicht.

Young hält dafür, dass man $\cdot 9$ der Oberflächen-Geschwindigkeit in irgend einem Längenprofile für die mittlere Geschwindigkeit nehmen könne.

Nach Defontaine ist am Rhein bei ruhigem Wetter die Geschwindigkeit an der Oberfläche zugleich die grösste; diese nimmt, je tiefer man geht, nur allmählich ab, wird aber in der Nähe des Bodens plötzlich kleiner; die mittlere Geschwindigkeit beträgt von $\cdot 85$ — $\cdot 89$ der grössten und findet im Allgemeinen in $\frac{3}{5}$ der Tiefe unter der Oberfläche Statt.

Raucourt machte Versuche auf der Neva an einer Stelle, an welcher ein regelmässiges Querprofil von 900 Fuss Breite und 63 Fuss Maximaltiefe vorhanden war. Im Winter als der Fluss zugefroren war, fand sich die grösste Geschwindigkeit (2 Fuss 7 Zoll) etwas unter der Hälfte der grössten Tiefe und fast doppelt so gross als die Geschwindigkeit an der Oberfläche oder am Boden, da beide

nahe einander gleich waren. Im Sommer fand bei ruhigem Wetter die grösste Geschwindigkeit nahe an der Oberfläche Statt; bei stärkerem stromaufwärts wehendem Winde wurde diese Geschwindigkeit so weit herabgedrückt, dass sie der am Boden fast gleich wurde. Raucourt nimmt ferner noch an, dass sich das Gesetz der Geschwindigkeitsverminderung durch die Ordinaten einer Ellipse darstellen lasse, deren kleinere Axe etwas unter der Oberfläche des Wassers, und Scheitel etwas unter der Sohle liegt.

Hennocque fand, dass die grösste Geschwindigkeit im Rhein bei ruhigem Wetter oder leichtem Winde um $\frac{1}{5}$ der Tiefe unter der Wasseroberfläche liege; bei einem starken aufwärts wehenden Winde lag diese etwas unter der halben Tiefe; bei einem stärkeren abwärts gehenden Winde fand sich diese an der Oberfläche.

Baumgarten fand in der Garonne die Maximalgeschwindigkeit im Allgemeinen an der Oberfläche, dagegen in einem Querprofil (von circa 325 Fuss Breite) immer unter derselben; bei einem andern nur zum Theil (auf $\frac{1}{3}$ der Breite) unterhalb, für den andern Theil nicht.

D'Aubuisson bemerkt, dass die Geschwindigkeit gegen die Sohle zu zuerst langsam, dann aber in der Nähe des Bodens sehr rapid abnimmt; die Bodengeschwindigkeit sei aber in allen Fällen grösser als die halbe Geschwindigkeit der Oberfläche.

Boileau fand aus Versuchen in einem schmalen Canal, dass die grösste Geschwindigkeit um $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{5}$ der Wassertiefe unter der Oberfläche liege. Unterhalb dieses Punktes nimmt die Geschwindigkeit sehr schnell, und zwar im Verhältniss der Ordinaten einer Parabel ab, deren Axe auf der Oberfläche des Wassers liegt. Oberhalb dieses Punktes dagegen besteht nach ihm kein Gesetz, und wird die Geschwindigkeit durch den Einfluss des Windes sehr alterirt. Durch Discussion der Versuche von Defontaine, Hennocque und Baumgarten kommt er zu dem Schlusse, dass in breiten Flüssen die in einer verticalen Längenebene vorkommende mittlere Geschwindigkeit im Allgemeinen ein wenig mehr als $\cdot 9$ der in derselben Ebene stattfindenden grössten Geschwindigkeit, die jedoch keineswegs immer an der Oberfläche bestehe, betrage; ferner, dass zwischen diesen beiden Ge-

geschwindigkeiten kein bestimmtes Gesetz herrsche, so wie endlich dass bei zunehmender Geschwindigkeit die in einem Längenprofil stattfindenden Geschwindigkeiten mehr, dagegen bei zunehmender Flusstiefe weniger variiren.

2. Was ferner die Geschwindigkeit des Flusses an seiner Oberfläche in verschiedenen Entfernungen von den Ufern betrifft, so haben die Form des Querprofiles und der jeweilige Stand des Wassers einen so bedeutenden Einfluss hierauf, dass für die Differenzen in diesen Geschwindigkeiten kein bestimmtes Gesetz besteht.

Im Allgemeinen jedoch wächst die Geschwindigkeit mit der Entfernung von den Ufern bis zum Maximalpunkt.

Boileau folgert aus seinen eigenen Versuchen, welche er an schmalen hölzernen Gerinnen angestellt, und jener welche von Defontaine und Baumgarten am Rheine ausgeführt wurden, dass die Geschwindigkeitsabnahme von der Mitte gegen die Ufer mit Ausnahme der schon ganz nahe an den Ufern liegenden Streifen dem parabolischen Gesetze folgen. Er schliesst mit der Bemerkung, dass die Geschwindigkeiten bei der Zunahme der Geschwindigkeit mehr, dagegen bei der Zunahme der Flussbreite weniger variiren.

Obschon man allgemein zugeben muss, dass zwischen den Curven, welche die Geschwindigkeiten an der Oberfläche ausdrücken, eine zu grosse Verschiedenheit herrscht, als dass man mit Recht irgend eine numerische Beziehung daraus ableiten könnte, so nehmen in der Praxis dennoch viele Ingenieure die Sache so, als bestände zwischen der grössten und mittleren Geschwindigkeit an der Oberfläche dieselbe Beziehung, welche zwischen diesen beiden Grössen in einer der verticalen Ebenen stattfindet.

3. Um endlich die mittlere Flussgeschwindigkeit v selbst, das ist den Quotienten $\frac{Q}{a}$ aus der per Secunde durch irgend einen Querschnitt fliessenden Wassermenge, getheilt durch den Flächeninhalt dieses Querschnittes zu finden, war die Bestimmung des Verhältnisses dieser mit der an der Oberfläche stattfindenden grössten Geschwindigkeit Gegenstand der eifrigsten Forschungen.

So hat Dubuat aus seinen Versuchen an schmalen hölzernen Canälen die folgenden Formeln abgeleitet:

$$v = \frac{w, V_0 + w, V_D}{2}, \quad w, V_0 = (w, V_D^{\frac{1}{2}} + \cdot 299)^2, \\ w, V_D = (w, V_0^{\frac{1}{2}} - \cdot 299)^2.$$

Prony dagegen, welcher die Einwendung macht, dass v nach diesem Ausdrucke, wie es doch sein soll, nicht Null wird, für $w, V_0 = 0$, nimmt aus denselben Versuchen abgeleitet für v den Werth an:

$$v = w, V_0 \frac{w, V_0 + 7 \cdot 78188}{w, V_0 + 10 \cdot 34508}$$

glaubt jedoch dass für die Praxis die einfachere Formel:

$$v = \cdot 816458 w, V_0$$

genau genug sei.

Young schlägt die Formel vor:

$$v = w, V_0 + \frac{1}{2} - \left(w, V_0 + \frac{1}{4} \right)^{\frac{1}{2}}.$$

Die meisten Schriftsteller jedoch begnügen sich mit einem einfachen Zahlenverhältniss zwischen diesen beiden, d. i. der grössten Oberflächen- und der mittleren Flussgeschwindigkeit.

So nimmt Brüning dafür $\cdot 85$ als Mittelzahl zwischen $\cdot 72$ und $\cdot 98$.

Dubuat für schmale Canäle oder Gerinne von nur 1 Fuss Tiefe schlägt dafür die Zahlen von $\cdot 71$ — $\cdot 96$ vor.

Destreux und Prony sind der Meinung, dass man nach den auf der Neva gemachten Beobachtungen die mittlere Geschwindigkeit des Flusses mit $\frac{7}{9}$ der Oberflächengeschwindigkeit annehmen könne.

Boileau hält für Canäle die Zahl $\cdot 82$ als ein genähertes Verhältniss, spricht sich jedoch dahin aus, dass er weder aus seinen noch aus den übrigen bekannt gewordenen Beobachtungen ein constantes Verhältniss ableiten konnte.

Baumgarten fand aus seinen Beobachtungen auf der Garonne, dass die Prony'sche Formel mit dem Coëfficienten $\cdot 8$ ganz gute Resultate liefere.

Aus theoretischen Deductionen endlich fand Dupuit, dass dieses in Rede stehende Verhältniss zwischen $\cdot 67$ und $1\cdot 00$ variire.

III.

Nach der dritten Methode endlich wird die mittlere Geschwindigkeit aus theoretisch entwickelten Formeln bestimmt, welche durch Anbringung von Erfahrungs- und Versuchscoëfficienten für den praktischen Gebrauch eingerichtet werden. Dabei gründet sich ein Theil derselben auf die Voraussetzung der gleichförmigen, ein anderer auf jene der „permanenten“ Bewegung. Die erstere fordert, dass sowohl das Querprofil des Flussbettes als auch der Abhang des Wasserspiegels constant sei, oder mit anderen Worten, dass wenn man den Fluss in schmale, mit dem Längenprofil parallele Streifen theilt, wohl diese Streifen unter sich, nicht aber die verschiedenen Punkte eines und desselben Streifens verschiedene Geschwindigkeiten besitzen.

Davon wesentlich verschieden ist die sogenannte permanente Bewegung, bei welcher sowohl das Querprofil als das Gefälle veränderlich sein kann, wenn nur keine plötzlichen Biegungen im Stromstriche vorkommen. Dabei wird aber vorausgesetzt, dass alle Umstände in ein und demselben Punkte dieselben bleiben, dass also die durch die verschiedenen Querschnitte durchfliessende Wassermenge überall genau dieselbe ist, oder mit anderen Worten, es können die vorhin gedachten schmalen Längestreifen oder Filamente wohl in ihren Querschnitten, also auch Geschwindigkeiten, von Punkt zu Punkt variiren, es muss aber die Wassermenge, welche jeder dieser Streifen liefert, an und für sich constant sein.

Diese letztere Bewegung entspricht den bei Flüssen vorkommenden Umständen mehr als die erstere; bezüglich der Formeln unterscheiden sich jedoch die der permanenten von jener der gleichförmigen Bewegung nur dadurch, dass die ersteren noch ein Glied enthalten, welches dem durch plötzliche Veränderung des Querschnittes entstehenden Verluste an lebendiger Kraft Rechnung trägt. Da man aber die einer zu betrachtenden Flusslänge entsprechenden Querschnittsänderungen in der Regel nicht kennt, so fällt in den Formeln dieses, den einzigen Unterschied bildende Glied heraus, und man stellt daher gewöhnlich nur die Formeln für eine gleichförmige Bewegung des Wassers auf.

Die wichtigsten dieser Formeln sind nun mit ihrer ganz kurzen Begründung folgende:

1. Chezy, welcher annimmt, dass der von der Reibung an den Wänden des Flussbettes herrührende Widerstand der Länge und dem benetzten Umfange des Canales, dagegen jene, aus der Adhäsion der Wassertheilchen entstehende, dem Quadrate der mittleren Geschwindigkeit proportional sei, drückt demgemäss diesen Widerstand durch $Alpv^2$ aus, wobei A eine Constante bezeichnet. Setzt man diesen, da bei der gleichförmigen Bewegung der Widerstand der beschleunigenden Schwerkraft gleich sein muss $= agh$, und bestimmt aus der entstehenden Gleichung v , so wird, wenn man $\sqrt{\frac{g}{A}} = B$ setzt (nach dem obigen Bezeichnungssysteme):

$$v = B \sqrt{rs}.$$

Diese Relation gibt also, sobald B durch Versuche bestimmt ist, die mittlere Geschwindigkeit auf eine sehr einfache Weise.

Was den Erfahrungscoefficienten B betrifft, so bleibt Chezy den Werth dafür schuldig. Young dagegen nimmt dafür bei breiten Flüssen 84.3, Eytelwein gebraucht 93.4, D'Aubuisson für Geschwindigkeiten über 2 Fuss 95.6, Downings und Taylor nehmen für breite und reissende Flüsse die Zahl 100, Leslie gebraucht für schmale Flüsse die Zahl 68 und für breite 100, Beardmore 94.2, Neville für gerade Flüsse von 1.5 Fuss Geschwindigkeit 92.3, und für grössere Geschwindigkeiten 93.3, Stevenson für schmale Flüsse 69 und für breite 96 u. s. w.

2. Dubuat entwickelt seine berühmte Formel in folgender scharfsinniger Weise:

Er bemerkt zuerst, dass der Abhang der Wasseroberfläche die alleinige Ursache der Bewegung des Wassers ist, und dass bei der gleichförmigen Bewegung die Widerstände den beschleunigenden Kräften gleich sein müssen. Er zeigt ferner, dass zwischen der Bewegung des Wassers in Röhren und offenen Canälen eine vollkommene Analogie herrsche und folgert hieraus, dass man, da sich mit den ersteren viel genauere Versuche als an den letzteren vornehmen lassen, die Theorie genauer mit der Praxis in Übereinstimmung bringen könne, wenn man die an den Wasserleitungsröhren gemachten Versuche und Beobachtungen dabei zum Grunde lege.

Hierauf gestützt, nimmt Dubuat die Widerstände der Grösse $\frac{v^2}{A}$, die beschleunigenden Kräfte jener $\frac{gh}{l}$ proportional; durch Gleichsetzung dieser beiden Grössen erhält er als erste Gleichung $v\sqrt{\frac{l}{h}} = \sqrt{Ag}$, wobei der zweite Theil eine constante Grösse bezeichnet.

Nun fand er aber aus seinen Versuchen, dass der erste Theil dieser Gleichung selbst nicht für denselben Canal constant sei, sondern mit der Zunahme von v etwas wachse, es müsste daher, soll A constant sein, v mit einer Function multiplicirt werden, welche in demselben Verhältniss abnimmt, in welchem v zunimmt. Er setzte desshalb, wenn x diese Function bezeichnet:

$$vx = \sqrt{Ag} \quad (\alpha)$$

Die Versuche zeigten, dass wenn der Abhang oder das Gefälle sehr klein ist, sehr nach $x = \sqrt{\frac{l}{h}}$ sei, dass jedoch für grössere Gefälle x bedeutend kleiner sein müsse. Nun wurden vielerlei Functionen von $\sqrt{\frac{l}{h}}$ versucht und erst nach vielen Deductionen und Versuchen bei verschiedenen Gefällen fand Dubuat, dass der folgende Ausdruck:

$$x = \sqrt{\frac{l}{h}} - \log n \cdot \sqrt{\frac{l}{h} + 1.6} \quad (\beta)$$

eine hinreichende Übereinstimmung gewähre. Allein obschon damit vx constant bleibt, wenn sich blos das Gefälle ändert, so zeigten doch weitere Versuche, dass, wenn man diesen Ausdruck auf verschiedene Flussbette anwendete, derselbe abermals veränderlich sei, und zwar, wie sich auch leichterklären lässt, in etwas zunimmt, wenn der benetzte Umfang im Vergleiche zur Querschnittsfläche wächst, also der mittlere Radius $r = \frac{a}{p}$ abnimmt. Dubuat multiplicirte daher vx zuerst mit $\sqrt{r}$, da dieser Factor jedoch, wie es sich zeigte, schneller abnahm, als vx zunahm, so versuchte er den Factor $\sqrt{r} - .03$ und fand, dass dadurch das erste Glied in Relat. (α) für enge Röhren, wo die Klebrigkeit des Wassers nur einen geringen Ein-

fluss hat, wesentlich constant bleibe. Die obige Formel (α) verwandelt sich daher in jene:

$$vx = \frac{\sqrt{Ag}}{\sqrt{r} - .03},$$

wobei für enge Röhren der zweite Theil eine constante Grösse ist; bezeichnet man diese durch B , so folgt für die Grösse A der Werth:

$$A = \frac{B^2}{g} (\sqrt{r} - .03)^2,$$

woraus ersichtlich wird, dass A keineswegs, wie anfangs angenommen wurde, constant, sondern von dem mittleren Halbmesser r des Flusses abhängig ist.

Setzt man also endlich in die obige Gleichung (α) sowohl diesen Werth für A , in welchen man noch $\frac{B^2}{g} = C$ setzen kann, als auch für x den Werth aus (β), so erhält man die Formel:

$$v = \frac{(\sqrt{r} - .03) \sqrt{Cg}}{\sqrt{\frac{l}{h'}} - \log \sqrt{\frac{l}{h'}} + 1.6}.$$

Auf weite Röhren oder Canäle angewendet, gibt diese Formel die Werthe für v etwas zu gross, was Dubuat der Klebrigkeit oder Cohäsion der Wassertheilchen, deren Wirkung hier mehr hervortritt, zuschreibt. Setzt man die Gefällshöhe, welche diesen Widerstand überwindet $= h'$, so darf man in der vorigen Formel nur h statt h' setzen, um die Geschwindigkeit v' zu finden, um welche v dadurch vermindert wird, und da h' immer nur sehr klein ist, so kann man ohne Fehler $v' = D (\sqrt{r} - .03)$ setzen, wo D eine Constante, bezeichnet. Zieht man daher v' ab, so erhält man für die mittlere Geschwindigkeit den corrigirten Werth:

$$v = \frac{(\sqrt{r} - .03) \sqrt{Cg}}{\sqrt{\frac{l}{h'}} - \log \sqrt{\frac{l}{h'}} + 1.6} - D (\sqrt{r} - .03)$$

und wenn man für die Constanten die von Dubuat gefundenen Zahlenwerthe setzt und diese gleich auf englische Fuss reducirt, so erhält man die Formel:

$$v = \frac{88.49 (\sqrt{r} - .03)}{\sqrt{\frac{l}{h_1}} - \log \sqrt{\frac{l}{h_1}} + 1.6} - .086 (\sqrt{r} - .03)$$

in welcher $\log$ natürliche oder hyperbolische Logarithmen bezeichnen.

3. Girard war der erste, welcher die Coulomb'schen Reibungsgesetze der Flüssigkeiten mit festen Körpern hierauf anwendete. Nach diesen Gesetzen ist bei kleinen Geschwindigkeiten diese Reibung nahe dem Quadrat der Geschwindigkeit und der Fläche des benetzten Querschnittes proportional und dabei von dem Drucke und der Beschaffenheit der Oberfläche ganz unabhängig. Nimmt man ferner noch den aus der Klebrigkeit entstehenden Widerstand der einfachen Geschwindigkeit proportional, so lässt sich der Gesamtwiderstand durch $Alp(v + v^2)$ ausdrücken, und wenn man diesen dem Ausdrücke $g a h_1$, welcher der beschleunigenden Kraft proportional ist, gleichsetzt und dann v bestimmt, so erhält man die Formel:

$$v = .5 + \left(.25 + \frac{gah_1}{Alp} \right)^{\frac{1}{2}}.$$

Da bei Canälen, wofür diese Formel hauptsächlich abgeleitet wurde, die Geschwindigkeit des Wassers durch die vielen an den Seiten wachsenden Wasserpflanzen bedeutend verzögert wird, so nimmt Girard $1.7p$ für den wirklichen benetzten Umfang. Die Constante A bestimmt er aus 12 Versuchen, von Dubuat und Chezy angestellt, bei welchen die grösste Geschwindigkeit 2.5 Fuss und der grösste Querschnitt 96 Quadratfuss betrug. Werden die betreffenden Zahlen in diese Formel hineingesetzt und wieder Alles auf den englischen Fuss reducirt, so erhält man:

$$v = (2.69 + 26384 rs)^{\frac{1}{2}} - 1.64.$$

4. Prony, welcher die Annahme einer unbeweglichen Wasserschichte an den Wänden des Flussbettes theilt, setzt die von Chezy angenommene Grösse $\frac{g a h_1}{lp}$ einer Function gleich von der Form $C + A v + B v^2 + D v^3 + \dots$ und sucht die Coëfficienten $C, A, \dots$ durch Experimente zu bestimmen, und zwar für die gleichförmige Bewegung des Wassers. Er findet zuerst, dass C so klein ist, dass man dieses, so wie auch alle Glieder, welche höhere

Potenzen von v als die zweite enthalten, in der Praxis ohne Fehler auslassen könne; er setzt daher

$$grs = Av + Bv^2.$$

Zur Bestimmung von A und B wählt er aus Dubuat's Versuchen zehn und aus jenen Chezy's zwei aus, worauf er noch die Methode der kleinsten Quadrate anwendet. Da mit diesen Werthen die Formel schon ziemlich gute Resultate lieferte, so veranstaltete Prony selbst noch eine Reihe von Versuchen, welche mit aller Sorgfalt durchgeführt wurden, und leitete nach derselben Methode aus 23 derselben, so wie aus acht von Dubuat, noch genauere Werthe dafür ab. Bei diesen Experimenten betrug die grösste Geschwindigkeit 3 Fuss und war die grösste Querschnittsfläche gleich 96 Quadratfuss. Werden diese zuletzt gefundenen Werthe für A und B , so wie auch jene für g substituirt und wieder Alles auf den englischen Fuss reducirt, so erhält man die Formel:

$$v = (\cdot 0556 + 10593 rs)^{\frac{1}{2}} - \cdot 2357.$$

Hierauf leitete Prony aus 51 Versuchen an Röhren und aus 31 an offenen Canälen neue Werthe für A und B ab, um dadurch seine Formel sowohl für den Ausfluss des Wassers aus Röhrenleitungen, als auch für Canäle brauchbar zu machen; die entsprechende Formel ist:

$$v = (\cdot 0237 + 9966 rs)^{\frac{1}{2}} - \cdot 1542.$$

Endlich proponirte Eytelwein für diese Coëfficienten A und B noch andere Werthe, die er aus 91 seiner eigenen Versuche, die er auf Canälen und Flüssen ausgeführt und wobei die Geschwindigkeiten von $\cdot 4$ —8 Fuss und die Querschnitte von $\cdot 2$ —28020 Quadratfuss variirten, berechnete. Mit seinen Werthen für diese Coëfficienten erhält dann die Formel folgende Form:

$$v = (\cdot 0119 + 8963 rs)^{\frac{1}{2}} - \cdot 1089.$$

5. Eytelwein, welcher durch ein besonderes Raisonnement zu dem Schlusse gelangt, dass bei der gleichförmigen Bewegung des Wassers in Flüssen die Geschwindigkeit wie die Quadratwurzel aus dem Gefälle in einer gegebenen Distanz und zugleich wie

diese Wurzel aus dem mittleren Radius des Flusses, also im Ganzen wie das Product aus diesen beiden Grössen variirt, und da er bei Bestimmung des Gefälles für eine Distanz von zwei englischen Meilen den Coëfficienten $\frac{10}{11}$ findet, so erhält er die Formel:

$$v = .9091 (2Hr)^{\frac{1}{2}},$$

in welcher H den Abhang in englischen Meilen bezeichnet.

Übrigens ist diese Formel die oben von Chezy angeführte, indem sie sich ebenfalls auf die Form $v = 93.4 \sqrt{rs}$ zurückführen lässt.

6. Dr. Thomas Young gelangte bei seinen Untersuchungen über die Circulation des Blutes und mit Zuhilfenahme der Resultate aus Dubuat's und Anderer Versuche zu der Überzeugung, dass die Reibung der Flüssigkeiten nicht durch eine einfache Potenz von v ausgedrückt werden könne und dass diese, obschon sie häufig wie $v^{1.8}$ variire, durch eine Function von v und v^2 , wobei die Coëfficienten dieser Potenzen, je nach dem Röhrendurchmesser, verschieden sind, dargestellt werden könne.

Ist h das totale Gefälle, h_1 jener Theil davon, welcher zur Überwindung der Reibung verwendet wird, l die Länge und D der Durchmesser der Röhre, so wie v die mittlere Geschwindigkeit, so kann man $h_1 = A \frac{l}{D} v^2 + 2 B \frac{l}{D} v$ setzen. Nun leitet Young aus den Versuchen die Relation ab: $h_1 = h - \frac{v^2}{550}$, in welcher der französische Zoll die Einheit ist. Mit diesem Werth erhält man für Flüsse, wenn wieder Alles auf den englischen Fuss reducirt wird, die ganz originelle Formel:

$$v = \left(\frac{rs}{3A} + \frac{B^2}{144 A^2} \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{B}{12A},$$

in welcher die Coëfficienten variabel sind und vom mittleren Halbmesser r abhängen. Aus den veröffentlichten Versuchsergebnissen leitet Young dafür die folgenden Werthe ab:

$$A = .0000001 \left(413 + \frac{1.5625}{r} - \frac{90}{3r + 8} - \frac{15}{4r + .0296} \right),$$

$$B = \cdot 00000001 \left[\frac{900 r^2}{r^2 + \cdot 5} + \frac{1}{\sqrt{3r}} \left(271 \cdot 25 + \frac{6 \cdot 88}{r} + \frac{\cdot 0001146}{r^2} \right) \right].$$

Für die meisten Flüsse setzt er jedoch ganz einfach:

$$v = 84 \cdot 3 \sqrt{rs}.$$

7. Lombardini legt zur Entwicklung seiner Formel für die Bestimmung der Wassermengen in der Adda und dem Po die Formel von Chezy: $v = A \sqrt{rs}$ zum Grunde, und indem er D statt r einführt, erhält er:

$$av = Q = Aa \sqrt{Ds} = AWD \sqrt{Ds}.$$

Er nimmt nun für alle Wasserstände die Flussbreite W als constant, dagegen s als von D abhängig an und findet aus einigen vorgenommenen Messungen für die Wassermengen per Secunde, in Kubikmeter ausgedrückt, für die

$$\text{Adda: } Q = 100 D^{\frac{3}{2}} (1 - \cdot 023 D);$$

für den

$$\text{Po: } Q = 767 D^{\frac{3}{2}} (\cdot 115 - \cdot 00069 D^2)^{\frac{1}{2}}.$$

8. Weisbach erhält, indem er nach Dubuat's Theorie

$$h_i = A \frac{lp}{a} \frac{v^2}{2g}$$

setzt, sofort:

$$v = \left(\frac{2g}{A} rs \right)^{\frac{1}{2}},$$

wobei er für A zuerst nach Lahmeyer

$$A = \cdot 007409 \left(1 + \frac{\cdot 0308}{v} \right)$$

setzt. Man erhält daraus:

$$v = (\cdot 00024 + 8675 rs)^{\frac{1}{2}} - \cdot 0154.$$

Nach einer andern Angabe drückt Weisbach den Widerstandscoefficienten A , der bei kleinen Geschwindigkeiten grösser, bei grossen dagegen kleiner wird, in folgender Weise aus:

$$A = \cdot 01439 + \frac{\cdot 0094711}{\sqrt{v}},$$

wobei jedoch der Meter die Einheit ist.

9. Baumgarten leitet aus den 25mal wiederholten Messungen der Wassermengen in der Garonne, welche in den Jahren 1837 bis 1847 bei den verschiedensten Wasserständen vorgenommen, die empirische Formel ab:

$$Q = 125 D^2 (\cdot 201 D - \cdot 044 D^2 + \cdot 003 D^3 - \cdot 049)^{\frac{1}{2}};$$

sie soll die Wassermengen bis auf 5 Procent genau geben. Allein diese Formel hat eben nur, so wie es auch bei der obigen des Lombardini der Fall ist, einen localen Werth.

10. Dupuit's Formeln basiren auf Voraussetzungen, welche von jener der meisten Ingenieure wesentlich abweichen. Er gelangt durch analytische Schlüsse zur Überzeugung, dass die Voraussetzung einer unbeweglichen Wasserschichte, welche das Flussbett bedecken soll und wodurch die Reibung einer Flüssigkeit über einen festen Körper auf jene einer Flüssigkeit über eine andere reducirt wird, unzulässig sei, und dass die Cohäsion zwischen den Flüssigkeitstheilchen viel grösser sei als die Adhäsion derselben gegen feste Körper. Obschon er ferner zugibt, dass die Widerstände der Adhäsion und Cohäsion den Berührungsflächen direct proportional und vom Drucke unabhängig sind, so liege doch ein Unterschied darin, dass während der erstere mit der absoluten Geschwindigkeit des Flusses zunimmt und daher geradezu mit dem Reibungswiderstand bei festen Körpern verglichen werden könne, der letztere eigentlich in einer Art von chemischer Affinität bestehe, und nur der relativen Geschwindigkeit der sich berührenden Wassertheilchen proportional sei.

Nach diesen Ansichten über den Widerstand des Wassers, leitet nun Dupuit seine Gleichungen für's Gleichgewicht des in Canälen fliessenden Wassers ab. Der Einfachheit wegen nimmt er dabei an, dass das Wasser gleichförmig durch rechteckige Querschnitte von unbegrenzter Breite durchflesse, so dass dadurch kein Widerstand an den Seitenwänden entsteht oder anzunehmen ist; dabei ist die Bewegung in allen verticalen Längenebenen oder Längenprofilen die nämliche, daher ist es gleichgiltig, welche derselben man in Betracht zieht. Der an der Oberfläche befindliche Wasserfaden in einer solchen

gewählten Ebene befindet sich in der Lage eines festen Körpers, welcher über eine schiefe Ebene herabgleitet und folgt sonach denselben Gesetzen der Beschleunigung. Bezeichnet man daher die Geschwindigkeiten des obersten, des nächst darauffolgenden, des dritten Wasserfadens u. s. w. dieser Ebene, der Reihe nach durch $V_0, V_1, V_2 \dots$ so muss die verzögernde Kraft, welche den obersten Faden im Gleichgewichte hält, eine Function von der Differenz $V_0 - V_1$ sein, weil sonst die Bewegung keine gleichförmige sein könnte, die Gleichgewichtsbedingung für den ersten Wasserfaden ist sonach (siehe die obigen Bezeichnungen S. 16 u. 17).

$$Ggs\delta\delta = \varphi' (V_0 - V_1),$$

wobei δ das Differenzial- und φ' ein Functionszeichen ist; oder auch, mit Gg dividirt:

$$s\delta\delta = \varphi (V_0 - V_1) \quad (\alpha)$$

Ist V_D die Geschwindigkeit des untersten oder Bodenfadens, V_{D-1} jener des nächst höhern u. s. w., so erhält man nach der Relation (α) die Gleichgewichts-Gleichungen:

$$s\delta\delta = \varphi (V_0 - V_1)$$

$$s\delta\delta = \varphi (V_1 - V_2) - \varphi (V_0 - V_1)$$

$$\dots \dots \dots$$

$$s\delta\delta = \varphi (V_D) - \varphi (V_{D-2} - V_{D-1}),$$

welche summirt die wichtige Relation geben: $sD = \varphi (V_D)$. Da man nun die Bodengeschwindigkeiten der Fäden in allen verticalen Ebenen als gleich gross annimmt, so erhält man aus dieser Relation, wenn man mit p multiplicirt und wegen $pD = a$, auch $sa = p\varphi (U_D)$ oder

$$rs = \varphi (U_D) = AU_D + BU_D^2 + \dots$$

Dieser Ausdruck ist zwar dem gewöhnlich gebrauchten von $rs = \varphi (v)$ analog, von diesem jedoch wesentlich verschieden.

Da es sich aber hier vorzüglich um die Bestimmung der mittlern Geschwindigkeit handelt und die angegebenen oder bekannten algebraischen Beziehungen zwischen U_D und v keineswegs genau oder richtig sind, so verfährt Dupuit, um zu diesem Ziele zu gelangen, in folgender sinnreicher Weise:

Weil die Cohäsionskraft der unendlich kleinen Geschwindigkeitsdifferenz zwischen den zunächst sich berührenden Wassertheilchen proportional ist, so kann diese nur dann in einer endlichen Grösse ausgedrückt werden, wenn man eine unendlich kleine Grösse so wie es die Entfernung zweier unmittelbar auf einander folgenden Flüssigkeitsschichten ist, zur Einheit nimmt. Man kann daher den Widerstand der Cohäsionskraft zwischen zwei solchen Schichten durch $\varphi \left(\frac{\delta V}{\delta \partial} \right)$ ausdrücken, wenn δV die unendlich kleine Geschwindigkeitsdifferenz und $\delta \partial$ die unendlich kleine gegenseitige Entfernung zwischen zwei solchen Schichten bezeichnet. Setzt man diese Differenz statt den obigen Geschwindigkeitsdifferenzen in die Gleichgewichtsgleichungen und verfährt wie vorhin, indem man von der Oberfläche an bis zu einer beliebigen Tiefe ∂ die Schichten summirt, so entsteht der Ausdruck:

$$s\partial = \varphi \left(\frac{V_d - V_{d-1}}{\delta \partial} \right) = \varphi \left(- \frac{\delta V}{\delta \partial} \right).$$

Dupuit zeigt nun, dass man in der Reihe von $\varphi \left(\frac{\delta V}{\delta \partial} \right)$ mit Ausnahme des ersten ohne Fehler alle folgenden Glieder auslassen könne, und gelangt sonach zu dem Ausdrucke:

$$s\partial = - E \frac{\delta V}{\delta \partial}.$$

Wird dieser Ausdruck integrirt und die unbestimmte Constante durch die Annahme bestimmt, dass die Bodengeschwindigkeit constant ist, also für $\partial = D$ sofort $V = U_D$ wird, welcher Werth durch die Relation $rs = AU_D + BU_D^2$ gegeben ist; so erhält man:

$$V = U_D + \frac{s}{2E} (D^2 - \partial^2),$$

und dies ist sofort die Gleichung einer Parabel, deren Axe im Wasserspiegel (also mit diesem parallel) liegt und deren Parameter direct mit dem Abhange oder Gefälle variirt.

Die Geschwindigkeit an der Oberfläche ist nun offenbar durch die Gleichung:

$$V_0 = U_D + \frac{s}{2} \frac{D^2}{E}$$

gegeben.

Anmerkung. Zählt man nämlich die Abscissen auf der Axe von einem Punkte A aus gegen den Scheitel B , wofür $AB = V_0$ ist, setzt für die Abscissen $AP = U_D$, $AP' = V$ die zugehörigen Ordinaten $PM = D$ und $P'M' = \partial$, so wie den Parameter der Parabel $p = \frac{2E}{s}$; so entstehen aus der bekannten Axengleichung $y^2 = px$, wobei die Abscissen auf der Axe vom Scheitel B aus gegen A gezählt werden, die beiden vorigen Gleichungen.

Mit Hilfe des bekannten Ausdruckes für die Fläche, welche von der Abscisse, Ordinate und dem parabolischen Bogen begrenzt ist, findet man für die mittlere Geschwindigkeit:

$$V_m = U_D + \frac{2}{3} (V_0 - V_D) = U_D + \frac{s}{3E} D^2,$$

wodurch die Aufgabe für den einfachsten Fall, d. i. für einen rechteckigen Querschnitt von unbegrenzter Weite, vollständig gelöst erscheint.

Auf ähnliche Weise geht Dupuit zu anderen Querschnitten und zuletzt auf den allgemeinen Fall über. Allein so sinnreich auch diese Entwicklungen sind, so geben sie doch keine vollkommen richtige Formel, weil die dabei zu Grunde liegende Voraussetzung, dass die grösste Geschwindigkeit immer an der Oberfläche liege, wie in dem vorliegenden Report sehr schlagend und sinnreich nachgewiesen wird, unrichtig ist.

11. Die von Ellet zur Berechnung der Wassermenge des Ohio aufgestellte Formel ist wieder nur empirisch abgeleitet und hat, da sie local ist, nur einen untergeordneten Werth (wie jene des Lombardini). Bezeichnet Q die Wassermenge per Stunde und D die „reducirte“ (wahrscheinlich mittlere) Tiefe, so ist nach dieser Formel in englischen Fussen:

$$Q = 1083000 D^2 - 10000 D^3.$$

12. Taylor leitet nach einem eigenen Ideengange und mit Benützung einiger Daten vom Nile die Formel ab:

$$v = 384 \left(\frac{D \cdot a}{lp} \right)^{\frac{1}{2}},$$

in welcher D , die Wassertiefe an der betreffenden Stelle, a , die mittlere Querschnittfläche, von der Mündung bis an diese Stelle, und p , den entsprechenden benetzten Umfang bezeichnet.

13. Sehr einfach ist die von Saint Venant aufgestellte Formel:

$rs = \cdot 0004 v^{\frac{2}{11}}$, welche auf den englischen Fuss reducirt und nach v aufgelöst die Form erhält:

$$v = 106 \cdot 068 (rs)^{\frac{11}{2}}.$$

14. Die von Ellet in seinem Berichte über die Überschwemmung des Mississippi-Delta aufgestellte Formel:

$$v = \cdot 64 (\Delta H)^{\frac{1}{2}} + \cdot 04 \Delta H,$$

woraus er zugleich das Unpraktische des Systems der Schutzdämme in den Niederungen des Flusses nachzuweisen sucht, erfährt im vorliegenden Report mit Recht eine arge Kritik. Nicht nur gibt sie in der Praxis, wie Stevenson nachgewiesen hat, falsche Resultate, sondern sie ist auch in theoretischer Beziehung schon aus dem Grunde mangelhaft, weil Grössen wie der Querschnitt und Perimeter, welche variabel sind und auf das Resultat einen wesentlichen Einfluss haben, in dieser Formel geradezu fehlen und durch die grösste Tiefe ersetzt sind.

15. Stevenson endlich proponirt ohne alle Ableitung die folgenden Formeln:

$$x = y (rH)^{\frac{1}{2}}, \quad z = \frac{5280 x}{60}, \quad Q = az.$$

Hier bezeichnet x die wahre mittlere Geschwindigkeit in Meilen per Stunde; z dasselbe in Fussen per Minute; H den Abhang der Wasseroberfläche in Fussen per Meile; y endlich eine Grösse, welche von $\cdot 65$ für kleine Flüsse, unter 2000 Kubikfuss per Minute, $\cdot 90$ für grosse Flüsse, wie der Clyde oder Tay sind, variirt.

Bestimmung der Wassermenge des Mississippi und seiner Nebenflüsse, nach dem Verfahren der Verfasser des vorliegenden Reports.

Das vorige Capitel, wovon ich einen kurzen Auszug gegeben, zeigt wohl zur Genüge, dass die sogenannte Fluss-Hydraulik bisher mehr auf schwankenden Voraussetzungen oder Hypothesen, als auf sicheren wissenschaftlichen Principien beruhte und die

Verfasser schreiben diesem ungünstigen Umstande die Ursache zu, dass bisher auch kein festes und sicheres Schutzsystem gegen die verderblichen Überschwemmungen des Mississippi aufgestellt werden konnte.

Die Verfasser waren daher bemüht, durch ein System sehr vieler genauer Beobachtungen vorerst eine richtige Theorie aufzustellen und diese dann speciell auf den vorliegenden Fall anzuwenden.

Bekanntlich fließt der Mississippi unterhalb des Cape Girardeau durch immense Sümpfe (swamps), welche schon seit undenklichen Zeiten von den Hochwässern des Stromes überschwemmt wurden. Will man nun diese Wässer von diesen Niederungen abhalten und zwischen festen Ufern eindämmen, so drängen sich dabei zwei sehr wichtige Fragen auf, nämlich: erstens wie gross ist die Wassermasse, welche den Hochwässern an irgend einer Stelle des Flusses dadurch zuwächst, und zweitens welchen Einfluss kann diese Veränderung oder Erhöhung des Hochwasserstandes an diesem Orte haben?

Im fünften Capitel des Reports, von welchem ich hier eine kurze Übersicht gebe, wird zunächst die erste dieser beiden Fragen untersucht.

Operationsplan.

Dieser Plan bestand darin, sowohl die Wassermenge des Stromes bei seinen verschiedenen Wasserständen, an allen Punkten von Cairo bis Neu-Orleans, als auch jene, welche die Überflüsse unterhalb Ohio liefern, so wie endlich jene Wassermenge, welche während der Überschwemmung austritt, so genau als nur immer möglich zu bestimmen.

In dieser Absicht wurde vom 15. Februar 1851 bis 18. Februar 1852 täglich eine Reihe von Wassermengen-Messungen zu Carrollton und Louisiana, und als diese (durch Krankheit des Capitäns Humphrey's und anderweitige Geschäfte, wie namentlich der Pacific-Eisenbahnvermessungen unterbrochene) Arbeiten im Jahre 1857 wieder aufgenommen und fortgesetzt, wurden diese Vermessungen zu Columbus und Kentucky (vom 11. December 1857 bis 16. November 1858), zu Natchez und Mississippi (vom 24. Februar bis 15. December 1858), so wie gleichzeitig die correspondirenden Beobachtungen auf dem Arkansas zu Napoleon (vom

29. December 1857 bis 30. November 1858) ausgeführt. Diese sehr zahlreichen Messungen und Beobachtungen der Breite, Tiefe, Querschnittsflächen und Wassermengen blieben übrigens nicht bloß auf den Hauptstrom, dessen Nebenflüssen und den Armen oder Bayen (bayous) beschränkt, sondern wurden zugleich auch auf die Aushöhungen oder Durchbrüche (crevasses) ausgedehnt, um die Capacität der Sümpfe als natürliche Reservoirs während der Überschwemmungen zu bestimmen.

Flächenbestimmung der Querprofile.

Um von dieser Bestimmung eine Idee zu geben, so führe ich hierüber Folgendes an:

Es wurde an dem betreffenden Orte längs des Ufers eine Basis oder Grundlinie gemessen, deren Länge nach Umständen von 400 bis 1000 Fuss variierte; an jedem der beiden Endpunkte derselben wurde ein Beobachter mit einem Theodolithen aufgestellt, dessen Aufgabe es war, einen bezeichneten Punkt des die Sondirungskette tragenden, auf dem Flusse herabfahrenden Bootes in dem Augenblicke, in welchem auf ein gegebenes Zeichen diese Sonde fallen gelassen wurde, anzuvisiren und die Winkel dieser Visuren mit der Grundlinie zu notiren. Durch die Berechnung eines Dreieckes, in welchem eine Seite (die gemessene Basis) und die beiden anliegenden Winkel gegeben, wurde der jedesmalige Punkt der Wasseroberfläche, an welchem die Kette fallen gelassen und sonach die Tiefe des Flussbettes gemessen worden war, genau bestimmt; zugleich wurde auch jedesmal mittelst des hohlen Endes der Sonde eine kleine Probe zur Beurtheilung der geologischen Beschaffenheit des Flussbettes mit heraufgebracht.

Der Anhang *C* des Reports enthält über 5000 solcher Messungen, aus welchen dann sowohl für den Hoch- als auch Niederwasserstand, für den Mississippi 93 und für dessen Nebenflüsse (Tributaries) und Bayous 72 Querprofile genau berechnet und von Zeit zu Zeit durch wiederholte Messungen controlirt wurden.

Die ebenfalls in diesem Anhang *C* aufgenommenen Tabellen enthalten nebst den Flächeninhalten dieser Querschnitte für den Hoch- und Niederwasserstand auch noch die Benennung der Localität, den Tag der Beobachtung, Breite des Flusses und den benetzten Umfang.

So beträgt z. B. zu Vicksburg am Mississippi 200 Fuss oberhalb der Crawford-Station in der Partie des Lieutenants Abbot, Datum Februar 1858, beim Hochwasserstand, die Querschnittsfläche zwischen den Ufern 175.732, dagegen zwischen den Dämmen 177.392 Quadratfuss, die Flussbreite zwischen den Ufern 2710 und zwischen den Dämmen 3040 Fuss, so wie der Perimeter zwischen den Dämmen 3080 Fuss. Für den Niederwasserstand im Jahre 1855 ist die Querschnittsfläche = 55.000 Quadratfuss, die Flussbreite = 2335 und der Perimeter = 2346 Fuss angegeben.

Für Bonnet Carré, Juni 1851, betragen diese Grössen beziehungsweise für den Hochwasserstand: 261.700 und 263.000 Quadratfuss, 3080 und 3500, so wie (Per.) 3540 Fuss.

Für den Niederwasserstand 204.240 Quadratfuss, 3000 und 3029 Fuss u. s. w.

Geschwindigkeits-Bestimmung.

Zur Bestimmung der Stromgeschwindigkeit wurden gerade und enge Flusstellen gewählt, an welchen der Fluss bei jedem Wasserstande zwischen natürlichen Ufern oder künstlichen Dämmen eingeschlossen und von jeder Gegenströmung frei war, und wobei die Querprofile so nahe als möglich die Form jener von Canälen hatten.

Da bei sehr tiefen Flüssen mit reissender Strömung die Bestimmung der Geschwindigkeit des Wassers, namentlich unter der Oberfläche desselben, mit vielen Schwierigkeiten verbunden ist, so wurden hiezu alle bekannten Methoden versucht. Die besten Resultate gaben jedoch die sogenannten Doppelschwimmer, wobei ein Fässchen ohne Boden und Deckel (circa 15 Zoll hoch und 10 Zoll im Durchmesser) mit Bleistreifen belastet, um dasselbe in aufrechter Stellung zum Einsinken zu bringen, mittelst einer Schnur mit einem auf der Oberfläche schwimmenden Holz- oder Korkbrettchen (auch einer hohlen Zinntafel von circa 8 Quadratzoll Fläche und 3 Zoll Dicke, welches zur Hälfte eintauchte) verbunden war. Durch Verlängerung der Schnur konnte bewirkt werden, dass diese Fässchen, welche übrigens durch ihr relativ grösseres Volumen von dem oberen Schwimmbrettchen in der Bewegung nicht beeinflusst wurden, in jeder Tiefe vom Wasserspiegel an bis nahe auf den Grund des Flussbettes die Flussgeschwindigkeit angaben. Ein an einem 1 Fuss hohen, mit den Schwimmbrettchen verbundenen Drath befestigtes

Fähnchen diene dazu, den Schwimmer in seiner Bewegung verfolgen zu können.

Nun wurde am Ufer parallel mit dem Strome eine Grundlinie von 200 Fuss Länge abgemessen und an jedem Endpunkt ein darauf senkrechtcs Querprofil des Flusses nach der angedeuteten Methode sehr genau gemessen und berechnet und jeden Tag je nach dem Wasserstande controlirt oder corrigirt. Zwei an den genannten Querschnitten oder Endpunkten der Basis mit Theodolithen aufgestellte Beobachter hatten nicht nur durch die Winkelbeobachtungen den Ort, d. i. den Abstand von der Basis des eine Strecke oberhalb des oberen Querprofils ausgelassenen Schwimmers, in den Momenten, als er die beiden Querprofile passirte, sondern zugleich auch die Zeit zu bestimmen, welche derselbe zum Durchlaufen der genannten Distanz von 200 Fuss gebraucht hatte.

Da den Messungen zu Folge die Geschwindigkeit des Flusses von den Ufern gegen die Mitte der Flussbreite continuirlich zunimmt, so wurde die Breite des Stromes im Plane durch verticale Längenebenen oder Längenprofile in Parcellen oder Streifen von 200 Fuss getheilt und für jeden dieser Streifen, deren an den Beobachtungsstationen zu Carrollton und Vicksburg 13 und zu Columbus 11 von dieser Breite angenommen wurden, die Geschwindigkeiten bestimmt und durch Multiplication derselben mit dem betreffenden Querschnitt (als partiellen Theil des Gesamt-Querprofiles des Flusses), und zwar bei jedem Wasserstand die Wassermenge berechnet. Die Summe dieser Wassermengen gab für jeden dieser Wasserstände die Gesamtwassermenge und diese durch den Flächeninhalt des genau gemessenen Querprofils dividirt, sofort auch die mittlere Geschwindigkeit des Flusses für diesen Wasserstand.

Da bei den Beobachtungen zu Carrollton im Jahre 1851 die Schwimmer in allen Tiefen des Flusses angewendet wurden, so erhielt man durch das angedeutete Verfahren sogleich die richtige Wassermenge. Bei den Beobachtungen und Messungen hingegen, welche in den Jahren 1857 und 1858 zu Columbus und Vicksburg vorgenommen wurden, beschränkte man sich, da sonst die physische Zeit nicht hingereicht hätte, die Schwimmer nicht in allen, sondern nur in einerlei Tiefe, und zwar 5 Fuss unter der Oberfläche, anzuwenden, d. i. die Geschwindigkeiten in dieser Tiefe zu messen.

Die auf solche Weise berechneten Wassermengen in den 200 Fuss breiten Längestreifen waren daher nur approximativ richtig und mussten dadurch corrigirt werden, dass man diese mit der Verhältnisszahl aus der mittleren zu dieser Geschwindigkeit von 5 Fuss Tiefe multiplicirte. Bezeichnet nämlich in irgend einer dieser Parcellen, vom Querschnitt a' V_5 die Geschwindigkeit in der Tiefe von 5 Fuss und V_m die mittlere von der Oberfläche bis zum Grunde, ferner q' die approximative und q die richtige Wassermenge, so ist $q' = V_5 a'$ und

$$q = \frac{V_m}{V_5} q' = \frac{V_m}{V_5} \cdot V_5 a' = V_m a'.$$

Ganz auf dieselbe Weise erhält man auf den ganzen Querschnitt a des Flusses bezogen, aus der approximativen Gesamtwassermenge $Q' = a U_5$ die wahre: $Q = \frac{U_m}{U_5} Q' = U_m a$.

Es handelte sich daher zunächst um die Ermittlung dieser Verhältnisse von $\frac{V_m}{V_5}$ und $\frac{U_m}{U_5}$, und da alle bis dahin bekannten Mitteln und Formeln diese Aufgabe nicht lösen konnten, so mussten neue Studien gemacht, neue Mittel und Wege hierfür aufgefunden werden.

Nur die grösste Ausdauer, die sinnreichsten Gruppierungen der Tausende von Beobachtungen, die systematischen Combinationen der täglich eingetragenen Geschwindigkeitscurven (welche dadurch entstanden, dass man die Entfernungen der genannten Parcellen oder Längestreifen, von ihrer Mitte aus gemessen, von dem Ufer oder der Basis als Abscissen und die correspondirenden Geschwindigkeiten als Ordinaten auftrug) zu Hauptcurven, so wie die daraus abgeleitete „grosse Mittelcurve“ führte endlich zu dem Gesetze, nach welchem die Geschwindigkeiten in irgend einer der genannten Verticalebenen von einander abhängig sind. Die Verfasser fanden nämlich hierfür die Relation:

$$V = V_d - \left[\frac{1.69 v}{(D + 1.5)^{\frac{1}{2}}} \right]^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\partial - \partial'}{D} \right)^2,$$

die sich nicht bloß für den Mississippi, welcher seine ungeheure Wassermasse in brausenden Wirbeln in einem 100 Fuss tiefen und 200.000 Quadratfuss Querschnitt haltenden Flussbette fortwälzt, sondern auch für die kleineren Flüsse, wie namentlich für den

Bayou La Fourche, dessen Wasser in einem 40mal kleineren Canal ganz ruhig fortfließt, vollkommen bewährt.

Diese Relation zeigt, dass die in jeder der gedachten verticalen Längenebenen liegende Geschwindigkeitscurve eine Parabel ist, in welcher die Wassertiefen die Ordinaten und die correspondirenden Geschwindigkeiten die Abscissen bilden; dass die Axe derselben mit der Oberfläche des Wassers parallel und wenigstens zu gewissen Zeiten unter derselben liegt; und dass endlich der Parameter dieser Parabel nach einem bestimmten Verhältniss mit der Quadratwurzel der mittleren Flussgeschwindigkeit variirt.

Zur vollständigen Lösung der genannten Aufgabe blieb jetzt noch die Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit in jeder der verticalen Geschwindigkeitscurven, so wie eine der beiden veränderlichen Grössen V_d und ∂ , der vorigen allgemeinen Gleichung übrig.

Mit Zuhilfenahme des bekannten Ausdruckes für die Fläche eines parabolischen Sectors war es leicht, für die mittlere Geschwindigkeit den Ausdruck zu finden:

$$V_m = \frac{2}{3} V_d + \frac{1}{3} V_D + \frac{\partial}{D} \left(\frac{1}{3} V_0 - V_D \right).$$

Von den beiden genannten Grössen wurde aus mehreren Gründen jene d , zu bestimmen gesucht.

Durch die Bestimmung von d , d. i. der Tiefe jenes Wasserfadens in einer der verticalen Längenebenen, welche die grösste Geschwindigkeit besitzt, ist zugleich der geometrische Ort der Axe der Parabel als Geschwindigkeitscurve in der betreffenden verticalen Ebene gefunden. Um nun diesen Ort zu bestimmen, wurden die aus den genauesten Beobachtungen zu Carrollton, Baton Rouge, Columbus und Vicksburg gebildeten fünf Haupt- oder Mittelcurven (bei den beiden ersteren war jeder eingetragene Punkt aus 222 Beobachtungen bestimmt worden) für den Hoch-, Mittel- und Nieder-Wasserstand des Flusses zu Rathe gezogen und combinirt. Aus diesen Diagrammen zeigte es sich ganz deutlich, dass die Lage dieser Axe, als Ort der grössten Geschwindigkeit, von der Oberfläche des Wassers an bis unterhalb der halben Flusstiefe variire, wodurch sofort die bisherige, fast allgemeine Annahme, als müsste die grösste Flussgeschwindigkeit immer an oder nahe der Oberfläche stattfinden, auf das Deutlichste widerlegt wird.

Aus diesen durch alle möglichen Combinationen und Vergleichen mit den Beobachtungen richtig gestellten Diagrammen folgt, ohne sich hier noch über die Ursache in eine Theorie oder Hypothese selbst einzulassen, ganz einfach, dass an der Wasseroberfläche ein nicht unbedeutender Widerstand stattfindet, welcher nach abwärts bis zu einer gewissen Tiefe allmählich abnimmt. Aber eben so nimmt auch der am Grunde des Flussbettes vorhandene Widerstand nach aufwärts allmählich ab und wird dem ersteren an der erwähnten Tiefe unterm Wasserspiegel gleich, und diese Tiefe, in welcher sich diese beiden Minimalwiderstände in gleicher Stärke begegnen, ist es, in welcher die grösste Geschwindigkeit stattfindet oder in welcher sich der Scheitel der betreffenden Parabel befindet, und diese Tiefe unterm Wasserspiegel ist eben die zu bestimmende Grösse d .

Da nun, wie die genannten Diagramme zeigen, d , variirt, so müssen auch die relativen Widerstände an der Oberfläche und am Grundbette veränderlich sein. Was den Widerstand am Grundbette an irgend einer Stelle anbelangt, so kann sich dieser nur mit der Flussgeschwindigkeit ändern; es pflanzt sich jedoch diese Änderung in Folge der Cohäsion der Wassertheilchen nach einem bestimmten Gesetze nach aufwärts bis auf die Oberfläche fort, und so kommt es, dass der Widerstand an der Wasseroberfläche, welcher mit dem in Richtung und Stärke wechselnden Wind veränderlich ist, auch noch durch die Änderungen des Bodenwiderstandes beeinflusst wird, und hierin liegt sonach die Ursache der Variationen in der Lage der Parabelaxe.

Zur Lösung dieser Aufgabe, d. i. zur Auffindung des geometrischen Ortes der Parabelaxe unter allen Umständen, musste zuerst in den erwähnten fünf Hauptbeobachtungscurven der Einfluss des Windes eliminirt werden, was allerdings dadurch möglich war, dass bei allen täglichen Beobachtungen die Stärke und Richtung des Windes genau verzeichnet worden. Bei dieser Elimination wurde vorläufig angenommen (und später auch als vollkommen richtig befunden), dass eine Änderung in der Flussgeschwindigkeit, die an der Oberfläche und am Boden herrschenden Widerstände in ganz proportionaler Weise afficire und sonach auf die Lage der Parabelaxe keinen Einfluss habe.

Durch geschickte und scharfsinnige Combination der Beobachtungszahlen und der daraus abgeleiteten Diagramme kommen die

Verfasser zu dem fast mathematisch richtigen Schlusssatz: dass der Wind, je nachdem er stromauf- oder abwärts bläst, die Axe der Parabel beziehungsweise senkt oder hebt und dass dabei der Betrag dieser Oscillation der Stärke des Windes direct proportional, dagegen von der mittleren Flussgeschwindigkeit gänzlich unabhängig ist.

Dieser noch nirgends früher ausgesprochene, ja vielleicht niemals geahnte Satz bildet mit einen der grossen Fortschritte in der Flusshydraulik, welchen die Wissenschaft den hier genannten Verfassern zu verdanken hat.

Was den Werth dieser gesuchten Grösse d , selbst betrifft, so finden die Verfasser dafür den Ausdruck:

$$d = (0.317 + 0.06 f) r,$$

wobei (siehe S. 17) f die Zahl ist, welche die Stärke des Windes nach einer Scala bezeichnet, nach welcher für die Windstille oder einen unterm rechten Winkel über den Strom wehenden Wind $f=0$ und für den stärksten oder Sturmwind $f=10$ gesetzt, und dabei f positiv oder negativ genommen wird, je nachdem der Wind stromauf- oder abwärts geht; die übrigen Windstärken werden durch ganze Zahlen ausgedrückt, welche zwischen diesen Grenzen 0 und 10 liegen.

Erst nach Entdeckung dieses wichtigen, bisher unbekannten Gesetzes war es möglich, das gesuchte Verhältniss von $\frac{U_m}{U_s}$ zu finden, und man erhielt nach gehöriger Verbindung der schon voraus abgeleiteten Gleichungen dafür den Ausdruck:

$$\frac{U_m}{U_s} = \frac{U_m}{U_m + \left[\frac{1}{3} + \frac{(0.317 + 0.06 f) (10 r - r^2) - 25}{r^2} \right] \left(\frac{1.69 v}{\sqrt{r + 1.5}} \right)^{\frac{1}{2}}}.$$

Es könnten nun mittelst dieser Relation, nachdem durch schickliche Combinationen die numerischen Werthe der darin vorkommenden Grössen bestimmt waren, die aus den Geschwindigkeitsmessungen 5 Fuss unter der Oberfläche für Columbus und Vicksburg berechneten approximativen Wassermengen corrigirt und dadurch

ebenfalls, wie dies schon unmittelbar durch die Geschwindigkeitsmessungen in allen Tiefen zu Carrollton möglich war, die mittlere Flussgeschwindigkeit berechnet werden.

Um eine Idee von diesen nebst vielen anderen Tabellen im Appendix *D* des Reports enthaltenen Geschwindigkeits- und Wasser-

Strommessungen

Datum	Wind	Zahl der Schwimmer	Geschwindigkeit				
			I.	II.	III.	IV.	V.
			F u s s				
1851. Februar 15	Abw. 2	7	2.50	2.94	3.33	3.45	3.45
„ März 5 . .	0	26	4.35	5.88	6.25	6.25	6.06
„ Juni 9 . .	Abw. 1	112	3.80	4.50	4.80	4.70	4.50

u. s. w.

Strommessungen

Datum	Wind	Zahl der Schwimmer	Geschwindigkeit				
			I.	II.	III.	IV.	V.
			F u s s				
1857. Decemb. 11	0	10	3.45	4.65	5.88	6.90	7.40
1858. Februar 26	Aufw. 2	77	1.96	2.86	3.51	4.35	4.55

u. s. w.

Strommessungen

Datum	Wind	Zahl der Schwimmer	Geschwindigkeit					
			I.	II.	III.	IV.	V.	VI.
			F u s s					
1858. Februar 24	0	21	3.39	4.88	5.26	5.26	5.71	6.06
„ April 27 . .	0	112	3.70	5.88	6.25	6.06	6.67	7.14

u. s. w.

mengen Resultate zu geben, so führe ich, mit Auslassung der verticalen Rubrik für den Wasserstand von einem bestimmten Pegelzeichen an gemessen, von den 1632 Zahlen für Carrollton, 2156 Zahlen für Columbus und 2535 Zahlen für Vicksburg, von jeder Gruppe nur einige hier an :

zu Carrollton.

in den Längestreifen							Wassermenge per Secunde	Mittlere Geschwindigkeit des Flusses
VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	XII.		
F u s s							Kubikfuss	Fuss
3.33	3.23	3.03	2.74	2.33	1.89	1.50	506628	3.1129
5.88	5.71	5.71	5.41	5.00	4.76	3.13	1050388	5.7405
4.30	4.00	3.51	3.23	2.99	2.38	1.90	727217	4.1271

u. s. w.

zu Columbus.

5 Fuss unter der Wasseroberfläche						Wassermenge per Secunde		Mittlere Geschwindigkeit des Flusses
VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	approxim.	corrigirt.	
F u s s						Kubikfuss		Fuss
7.40	6.80	5.80	4.70	3.40	3.20	699893	691630	5.7411
4.55	4.08	3.70	3.39	2.67	1.73	393482	396500	3.7168

u. s. w.

zu Vicksburg.

5 Fuss unter der Wasseroberfläche							Wassermenge per Secunde		Mittlere Geschwindigkeit des Flusses
VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	XII.	XIII.	approxim.	corrigirt.	
F u s s							Kubikfuss		Fuss
6.06	6.06	6.06	6.25	5.88	4.26	2.56	744071	734330	5.3796
7.14	7.41	7.69	7.69	6.90	5.88	2.44	1111143	1099400	6.4499

u. s. w.

Aber nicht nur die Wassermenge des Stromes selbst, sondern auch jene seiner Nebenflüsse und Bayen, so wie jene Quantitäten wurden bestimmt, welche in den Jahren 1851 und 1852 in den Überschwemmungsperioden durch die Ufer- oder Dammbrüche gingen, und so war es möglich, für jeden Ort die Wasserquantität, welche der Mississippi fortgeführt haben würde, wenn diese Durchbrüche oder Crevasses nicht vorhanden gewesen wären, genau zu berechnen.

In dem genannten Appendix *D* finden sich auch noch die Wasserquantitäten der wichtigsten Nebenflüsse, so wie in jenem *E* die Wassermengen und Geschwindigkeiten des Mississippi zu Carrollton, Columbus, Vicksburg oder Natchez und jene des Arkansas- und Yazoo-Flusses an der Mündung für jeden Tag eines ganzen Jahres genau eingetragen.

Eine vergleichende Analysis der übrigen stattgefundenen grossen Überschwemmungsperioden führte schliesslich zur genaueren Kenntniss über die additionelle Wassermenge, gegen welche man an irgend einer Stelle die angrenzende Niederung zu schützen haben würde, wenn der Fluss durchaus in sein Bett eingedämmt wäre.

Experimentaltheorie der Bewegung des Wassers; neue Gesetze und Formeln.

Der Ideengang der Verfasser bei der Aufstellung ihrer neuen Gesetze und Entwicklung der in so überraschender Weise mit der Natur des Gegenstandes übereinstimmenden mathematischen Formeln ist in Kürze folgender:

Aus den unzähligen von ihnen unter allen Umständen und in allen Tiefen vorgenommenen und berechneten Geschwindigkeiten des Hauptstromes und der Nebenflüsse kamen sie zur Überzeugung, dass an der Wasseroberfläche ein Widerstand bestehe, welcher selbst bei vollkommener Windstille so bedeutend ist, dass derselbe unmöglich blos von der Reibung zwischen Luft und Wasser, ja selbst nicht einmal zum grössten Theil davon herrühren oder daraus erklärt werden könne. Dieser Widerstand liegt vielmehr in dem Verluste an lebendiger Kraft, welche die bewegten Wassertheilchen an der untersten Schichte durch die Unebenheiten und Widerstände an der Sohle des Flussbettes erleiden und welcher sich in Folge der

Cohäsionskraft dieser Theilchen nach aufwärts bis an die Oberfläche fortpflanzt.

So wie aber bei dem Stosse einer Reihe sich berührender Elfenbeinkugeln die mittleren Kugeln am wenigsten, die an den beiden äusseren Enden am meisten afficirt und bei dem Zusammenstosse von Eisenbahnwägen ebenfalls die ersten und letzten Waggons am meisten aus ihrer Bahn geschleudert werden, so ist auch dieser Verlust an lebendiger Kraft an der Oberfläche selbst grösser als etwas unter derselben. Es kann daher angenommen werden, dass an der Oberfläche des Flusses ein ähnlicher oder analoger Widerstand wie am Boden des Bettes stattfindet und dass in jener Tiefe des Flusses, in welcher diese beiden nach einem gewissen Gesetze continuirlich abnehmenden Widerstände einander gleich geworden sind und sich begegnen, sofort auch die grösste Flussgeschwindigkeit stattfinden müsse.

Denkt man sich in irgend einem Punkte der Strombreite eine verticale, mit dem Stromstrich parallele Ebene und construirt in dieser eine Parabel, deren Scheitel in der eben erwähnten Tiefe der grössten Geschwindigkeit und Axe mit der Wasserfläche parallel liegt, so geben die Abscissen dieser Curve die in den verschiedenen Tiefen dieser Ebene stattfindenden Geschwindigkeiten auf eine mit den Messungen vollkommen übereinstimmende Weise, wenn man die Abscissen auf der Axe der Parabel von einem Punkte aus gegen den Scheitel zu zählt, dessen Abstand vom Scheitel der grössten in diesem Längenprofil stattfindenden Geschwindigkeit gleich ist und wobei die rechtwinkeligen Ordinaten die Wassertiefen bezeichnen.

Der Parameter oder die Stärke der Krümmung dieser Parabel variirt nach einem bestimmten Gesetze mit der Tiefe und mittleren Geschwindigkeit des Flusses. Die Tiefe oder Höhe der Axe unter oder über der Oberfläche des Wassers steht im geraden Verhältnisse mit der Stärke und Richtung des Windes, und zwar wirkt ein stromaufwärts gehender Wind dahin die Axe tiefer, ein stromabwärts wehender Wind dagegen diese höher zu legen, ohne jedoch auf die Form der Curve einen Einfluss zu haben.

Endlich haben die grösste und mittlere durch die Curve dargestellten Geschwindigkeiten eine solche Beziehung zu einander, dass, wenn nebst der Tiefe (oder Höhe) der Axe der Parabel die

eine davon gegeben ist, sofort auch die andere nebst der Curve selbst bestimmt werden kann. Es wird noch bemerkt, dass die Differenz zwischen der grössten und kleinsten Geschwindigkeit stets nur einen kleinen Bruchtheil von der mittleren Geschwindigkeit der Curve bildet.

Diese neue Theorie lässt nun auch die Ursache erkennen, warum zur befriedigenden Lösung der vorliegenden Aufgabe bisher alle Anstrengungen vergeblich gewesen; denn ist es schon an und für sich sehr schwierig, die geringen Unterschiede in den Geschwindigkeiten in verschiedenen Tiefen genau zu entdecken, so kommt jetzt noch dazu, dass diese Geschwindigkeiten fast beständigen relativen Änderungen unterworfen sind; denn da schon die geringsten Variationen in der Richtung und Stärke des Windes den geometrischen Ort der Axe der genannten Parabel verändert, d. i. diese tiefer oder höher legt, so können die Schwimmer immerhin in einerlei Tiefe unter der Oberfläche beobachtet werden und gleichwohl in sehr verschiedenen Abständen von der Parabelaxe durchgehen, wodurch die Geschwindigkeiten ganz verschiedener Punkte der Curve gemessen werden.

Die Hochwassercurven für Columbus, welche sich unter den sehr genauen Diagrammen des Reports befinden, illustriren diese Ansicht in sehr augenfälliger Weise; man ersieht daraus, dass sich die Axe derselben Parabel bei Windstille, bei einem abwärtsgehenden Wind = 4 und bei einem aufwärtsgehenden Wind ebenfalls = 4, beziehungsweise um $\cdot 32$, $\cdot 08$ und $\cdot 55$ der ganzen Wassertiefe unter dem Wasserspiegel befindet, dass die Oberflächengeschwindigkeiten dafür gleich 7.8, 8.1, 7.5, sowie die grössten Geschwindigkeiten beziehungsweise = 7.925, 8.109, 7.891 Fuss sind; die Differenz in der Geschwindigkeit an der Oberfläche beträgt also in den beiden extremen Fällen (Wind auf- und Wind abwärts) nahe $\cdot 6$ Fuss.

Diese Veränderlichkeit in der Lage der Parabelaxe mag nun auch die Veranlassung zu der Annahme der verschiedenen Geschwindigkeitscurven gegeben haben. Wurden z. B. die Beobachtungen bei einem stromaufwärtsgehenden Winde gemacht, welcher die Axe bis nahe auf die halbe Flusstiefe herabgedrückt hatte, so konnte der Beobachter diese Curve ganz gut für eine Ellipse genommen haben. Wurde diese Axe dagegen durch einen abwärtsgehen-

den Wind über die Wasserfläche gehoben, so konnte die Curve nahezu für eine gerade, und wenn die Axe in den Wasserspiegel selbst fiel, durch kleine Unrichtigkeiten in den Eintragungen für eine gebrochene gerade Linie (wie dies in der That auch vorgekommen ist) gehalten werden. Wird aus solchen Zufälligkeiten ein allgemeines Gesetz gebildet, so ist es begreiflich, wie man die Geschwindigkeitscurve für eine Parabel oder Hyperbel halten konnte, deren Axe in allen Fällen in der Oberfläche des Wassers liegt.

Erörterung der verschiedenen Methoden zur Bestimmung der Wassermenge aus partiellen Messungen.

Eine am häufigsten angewendete Methode der Wassermenge-Bestimmung lag in der Aufsuchung des Verhältnisses zwischen der grössten und mittleren Geschwindigkeit des Flusses, wobei man jedoch von der unrichtigen Voraussetzung ausging, als läge die grösste Geschwindigkeit stets an oder nahe unter der Wasseroberfläche. Am deutlichsten geht die Unbrauchbarkeit des Verhältnisses von $\frac{v}{w, V_0}$ oder $\frac{v}{w, V_{d,}}$ aus den im Report dafür entwickelten Relationen:

$$w, V_0 = w, V_{d,} - (0.1856 v)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{d,}{D} \right)^2$$

$$w, V_{d,} = w, V_D + (0.1856 v)^{\frac{1}{2}} \left(1 - \frac{d,}{D} \right)^2$$

hervor, aus welchen ersichtlich wird, dass diese Verhältnisse keineswegs constant sein können, sondern mit der mittlern Geschwindigkeit v , der Stromtiefe D und der Tiefe oder Lage der Parabelaxe unter der Oberfläche oder mit $d,$ veränderlich sind.

Eben so unrichtig und unbrauchbar hiezu ist auch das von Dubuat, Prony und Young statt jenem $\frac{v}{w, V_0}$ vorgeschlagene einfachere Verhältniss von $\frac{v}{U_0}$ oder $\frac{v}{U_{d,}}$, weil darin gleichfalls die genannten drei Variabeln nicht enthalten sind. Diese Unrichtigkeit in der Annahme, als sei das Verhältniss zwischen der mittlern Fluss- und grössten Oberflächen-Geschwindigkeit ein constantes, wird auch ziffermässig durch folgende Daten nachgewiesen:

Dieses Verhältniss war nämlich für den Mississippi, gemessen zu Columbus, bei den mittleren Flussgeschwindigkeiten von 1.0 bis 1.9, 2.0 — 2.9, 8.0 — 8.9, beziehungsweise .767, .738, .722, .753, .780, .805, .814, .804, die mittlere Jahrescurve gibt .787, bei Vicksburg gemessen resultiren die Verhältnisszahlen .759, .779, .821, .846, .841, mittlere Jahrescurve .823.

Für Natchez .799, für den Ohio .776, .803; für den weissen Fluss .686, für den Yazoofluss .660, .836 u. s. w.

Wie ausserordentlich gross und fehlerhaft aber selbst aus diesen scheinbar nur geringen Abweichungen die Differenzen in der mit diesen Zahlen berechneten Wassermenge bei Querschnitten, welche bis 200.000 Quadratfuss betragen, sein müssen, bedarf keiner weitem Erörterung.

Praktisch brauchbar dagegen erweist sich das Verhältniss aus der mittleren Geschwindigkeit aller der mehr erwähnten verticalen Curven oder Parabeln mit der mittleren Flussgeschwindigkeit, und es wird sonach die Relation $U_m = \varphi(v)$, wobei φ ein Functionszeichen bedeutet, näher erörtert. Aus der betreffenden Discussion ergibt sich, dass man $U_m = Av$ setzen müsse und dass für rechteckige Querschnitte $A = 1$ und für Flussprofile, wie sie bei Flüssen (zu Columbus, Vicksburg, Natchez) vorkommen, $A = .93$, folglich $U_m = .93v$ zu nehmen sei. Die vollkommene Übereinstimmung dieses algebraischen Ausdruckes mit den sorgfältigsten Messungen und Beobachtungen wird an 14 Fällen nachgewiesen.

Da nun, wie vorhin gezeigt, die Verhältnisse zwischen v und w , V_0 oder w , V_d , oder U_0 oder endlich U_d , für die genaue Bestimmung der Wassermenge, wegen ihrer Veränderlichkeit nicht brauchbar sind; so kamen die Verfasser auf die glückliche Idee, aus ihren vielseitigen Gruppierungen der durch Messungen erhaltenen Daten das Verhältniss zwischen der in irgend einer der mehr erwähnten verticalen Längenebenen liegenden mittleren Geschwindigkeit zu jener Geschwindigkeit, welche in der halben Tiefe liegt, d. i. das Verhältniss zwischen V_m und $V_{\frac{1}{2}D}$ zu bestimmen, und sie gelangten zu ihrer grossen Befriedigung zu dem für die Anwendung höchst wichtigen und folgenreichen Resultate, dass dieses Verhältniss in jedem Quer- und Längenprofil des Flusses wesentlich constant sei. Man findet nämlich durch gehörige Combination der vorausgegangenen Relationen die Gleichung:

$$\frac{V_m}{V_{\frac{1}{2}D}} = \frac{V_m}{V_m + \frac{1}{12}(bv)^{\frac{1}{2}}} \quad (1)$$

in welcher b mit der Parameter-Curve der verschiedenen Geschwindigkeits-Parabeln zusammenhängt und sehr genau durch die Relation:

$$b = \frac{1.69}{(D + 1.5)^{\frac{1}{2}}} \quad (2)$$

ausgedrückt wird. Die vergleichenden Messungen und Beobachtungen zeigen, dass man für Flüsse von bedeutenden Tiefen, wie z. B. für den Mississippi (bei 55—110 Fuss) $b = .1856$ setzen kann. Hieraus folgt aber, dass der in der vorigen Relation (1) vorkommende Coëfficient $\frac{1}{12}b^{\frac{1}{2}}$ von v oder der mittleren Flussgeschwindigkeit eine so kleine Grösse ist, dass dieselbe das Verhältniss zwischen V_m und $V_{\frac{1}{2}D}$ nur sehr wenig alteriren kann; eben so zeigt die Form des Bruches im zweiten Theile dieser genannten Relation, dass, wenn V_m nur überhaupt nicht zu klein ist, Änderungen im Werthe von V_m fast gar keinen Einfluss auf den numerischen Werth des in Rede stehenden Verhältnisses von $V_m : V_{\frac{1}{2}D}$ ausüben.

Geht man nun von den beliebig zu wählenden verticalen Ebenen auf die mittlere, nämlich von V_m auf U_m über, und setzt in der genannten Relation (1) statt V_m sofort $U_m = .93 v$ (nach der obigen Gleichung), so lässt sich, wenn die mittlere Flussgeschwindigkeit v , selbst nur beiläufig bekannt ist, das genannte Verhältniss schon im Voraus für jede der verticalen Geschwindigkeitscurven angeben.

Zur Prüfung und Erhärtung dieses nur aus theore'tischen Combinationen abgeleiteten Gesetzes oder Verhältnisses wurde dasselbe nun auch mit den Beobachtungen und Messungen am Mississippi zu Columbus, Vicksburg, Bayou Plaquemine, Bayou La Fourche, ferner bei kleineren Flüssen und Canälen und am Rhein (ausgeführt durch Professor Forshey, Fillebrown, Pattison, G. C. Smith, Lieut. Abbot, Boileau, Henocque und Defontaine) verglichen und dabei eine so vollkommene Übereinstimmung gefunden, wie sie nur je in solchen Fällen erwartet werden kann. Es wird nicht uninteressant sein, die betreffenden Zahlen hier anzuführen.

Curve	Wind	$\frac{d'}{D}$	Fuss			$\frac{V_m}{V \frac{1}{2} D}$ beobachtet	$\frac{V_m}{V \frac{1}{2} D}$ theoretisch	Differenzen
			D	W	v			
Grosses Mittel	Abw. .2	.297	82.000	2300.0	3.3814	.9798	.9793	.0005
Hochwasser "	Aufw. .3	.350	86.000	2500.0	4.1605	.9808	.9814	.0006
Niederwasser "	Abw. 1.1	.150	75.000	2200.0	1.9984	.9767	.9734	.0033
Mittel zu Columbus . . .	Aufw. 1.2	.520	65.000	2200.0	3.4070	.9845	.9794	.0051
" Vicksburg	Abw. 1.0	.100	55.000	2600.0	4.1599	.9835	.9814	.0021
Bayou Plaquemine	" 2.0	.080	27.000	300.0	5.4100	.9868	.9836	.0032
" La Fourche	Aufw. .7	.350	27.000	225.0	2.7300	.9817	.9769	.0048
Am Zulauf-Canal		.232	7.100	17.0	2.0830	.9624	.9580	.0044
" Versuchs- "		.178	1.100	2.2	2.1000	.9417	.9444	.0027
" " "		.238	.676	2.2	1.5000	.9640	.9321	.0319
" Rhein		.225	8.100	. . .	1.8000	.9322	.9530	.0208
" " "		.000	4.000	. . .	2.6800	.9569	.9556	.0013
" " "		.000	4.900	. . .	2.6800	.9344	.9572	.0228
" " "		.000	4.900	. . .	2.6800	.9331	.9572	.0241
" " "		.000	4.300	. . .	2.6800	.9413	.9562	.0149

Diese äusserst geringen Abweichungen des aus theoretischen Gründen abgeleiteten Verhältnisses mit dem aus den Beobachtungen gefundenen, bestätigt die Richtigkeit des theoretischen Schlusses, dass dieses Verhältniss der Mitteltiefgeschwindigkeit zu der mittleren Geschwindigkeit in irgend einer der verticalen Längenebenen nahezu von der Tiefe und Breite des Flusses, der mittleren Flussgeschwindigkeit, der mittleren Geschwindigkeit der betreffenden verticalen Curve und dem geometrischen Ort der Parabelaxe, d. i. der grössten Geschwindigkeit in dieser Ebene unabhängig, d. h. für alle praktischen Zwecke so gut wie constant sei.

Dieses so gefundene Verhältniss, welches nunmehr als eben so erwiesen, wie die meisten unserer hydraulischen Gesetze zu betrachten ist, erscheint wieder als ein schönes Beispiel für die Macht der mathematischen Analysis, sobald dieselbe in richtiger Weise auf Naturerscheinungen angewendet wird.

Diese so lange vergebens gesuchte Lösung des Problems zwischen mess- oder beobachtungsbaren Geschwindigkeiten und der mittleren in einer der verticalen Längenebenen ein constantes Verhältniss zu finden, resultirt nun ganz einfach aus der Transformation und Reduction von Gleichungen, in welchen die zwischen diesen Geschwindigkeiten bestehenden Beziehungen in der algebraischen Zeichensprache enthalten sind.

Bemerkenswerth ist noch, dass, wie die vorigen Vergleiche zeigen, der Wind auf die in der halben Flusstiefe stattfindende Geschwindigkeit keinen Einfluss mehr besitzt.

Was nun die praktische Benützung dieses neu entdeckten Verhältnisses oder Gesetzes zur Berechnung der Wassermenge betrifft, so wird nach den oben beschriebenen Methoden (durch Doppelschwimmer und Theilung der Strombreite in Längestreifen) die Mitteltiefgeschwindigkeit $U_{\frac{1}{2}r}$, d. i. die Geschwindigkeit in der halben Tiefe des mittleren Radius gesucht und mittelst derselben die mittlere Flussgeschwindigkeit v nach einer der drei folgenden Methoden bestimmt.

Die erste Methode, welche immerhin schon einen ziemlich genäherten Werth gibt, besteht darin, dass man das Mittel aus allen in den verschiedenen Längenebenen oder Streifen gefundenen Mitteltiefgeschwindigkeiten, d. i. $U_{\frac{1}{2}D}$ für v selbst gelten lässt.

Eine zweite genauere Methode besteht darin, dass man den aus allen Mitteltiefgeschwindigkeiten abgeleiteten mittleren Werth für $U_{\frac{1}{2}r}$ in der nachstehenden Gleichung:

$$v = \left[(\cdot 08 U_{\frac{1}{2}} r + \cdot 002 b)^{\frac{1}{2}} - \cdot 045 b^{\frac{1}{2}} \right]^2 \quad (3)$$

setzt. Diese Gleichung entsteht, wenn man in der Relation

$$U_{\frac{1}{2}} r = U_m + \frac{1}{12} (b v)^{\frac{1}{2}},$$

welche aus der obigen (1) folgt, für U_m den oben angegebenen Werth $\cdot 93 v$ setzt und die Gleichung dann nach v auflöst. Dabei ist zu bemerken, dass, wenn der mittlere Radius r einmal 12 Fuss übersteigt, für b immer der oben angegebene Werth von $\cdot 1856$ gesetzt werden kann.

Dieser Ausdruck (3) wäre ganz genau, wenn nicht der Coëfficient A in dem Ausdrucke von $U_m = Av$ (wie dieser oben angegeben wurde) möglicher Weise wenigstens kleinen Veränderungen unterworfen sein könnte, obschon diese Änderungen nur von den Abweichungen des betreffenden Querprofiles des Flusses von einem Rechteck, wofür $A = 1$ ist, abhängen; wie bereits erwähnt, ist A für den Mississippi constant und $= \cdot 93$ gefunden worden.

Will man daher endlich auch noch diesem Zweifel entgehen, so besteht die dritte und zugleich genaueste Methode darin, dass man in der Formel:

$$V_m = V_{\frac{1}{2}D} - \frac{1}{12} (b v)^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

welche ebenfalls aus (1) folgt, für $V_{\frac{1}{2}D}$ nach und nach die verschiedenen, in den einzelnen Breitenabtheilungen oder Längestreifen gemessenen Mitteltiefgeschwindigkeiten substituirt, wodurch man eben so viele, diesen Parcellen entsprechende Mittelgeschwindigkeiten V_m erhält, welche bloß durch bekannte Grössen und durch $v_{\frac{1}{2}}$ ausgedrückt sind. Setzt man die Summe der Producte aus diesen gefundenen Werthen von V_m jede in dem Querschnitte des betreffenden Längestreifens dem Producte aus v in die ganze Querschnittsfläche des Flusses an derselben Stelle gleich, so erhält man eine Gleichung, welche Glieder mit v und $v_{\frac{1}{2}}$ enthält, aus welcher sich dann der genaue Werth von v bestimmen lässt.

Von den durch Auflösung dieser quadratischen Gleichung erhaltenen beiden Wurzeln oder Werthen von v , welche beide positiv ausfallen (indem der Form nach $\sqrt{v} = + p$ und $\sqrt{v} = - p'$, also für beide Werthe $v = + p^2$ und $+ p'^2$ gefunden wird) ist der kleinere der allein hier brauchbare (da nämlich die Geschwindig-

keit in der Axe der Parabel die grösste ist) und gibt derselbe sofort die wahre, mittlere Flussgeschwindigkeit. Diese allerdings etwas langwierige Rechnungsmethode gibt jedoch für v so genaue Resultate, dass diese höchstens noch mit den Beobachtungsfehlern behaftet sein können.

Übrigens wird man sich in den meisten Fällen mit einer der beiden ersteren, weit einfacheren Methode begnügen können.

Zusammenstellung der in dem Report zur Bestimmung der verschiedenen Geschwindigkeiten des Flusses enthaltenen neuen Formeln.

Die von den Verfassern des hier in Rede stehenden Reports entdeckten und entwickelten neuen Formeln zur Bestimmung der Geschwindigkeit des Wassers unter der Oberfläche sind wesentlich folgende, wobei das System der Bezeichnung oben auf Seite 16 und 17 angegeben ist.

$$V = V_{d_1} - (bv)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{d-d_1}{D} \right)^2, \quad V_o = V_{d_1} - (bv)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{d_1}{D} \right)^2.$$

$$V_D = V_{d_1} - (bv)^{\frac{1}{2}} \left(1 - \frac{d_1}{D} \right)^2, \quad V_m = \frac{2}{3} V_{d_1} + \frac{1}{3} V_D + \frac{1}{3} \frac{d_1}{D} (V_o - V_D)$$

$$V_{\frac{1}{2}D} = V_m + \frac{1}{12} (bv)^{\frac{1}{2}}, \quad V_{d_1} = V_m + (bv)^{\frac{1}{2}} \left[\frac{1}{3} + \frac{d_1 (d_1 - D)}{D^2} \right]$$

$$V = V_m + (bv)^{\frac{1}{2}} \left[\frac{D \left(\frac{1}{3} D - d_1 \right) + d (2 d_1 - d)}{D^2} \right]$$

Dabei ist für alle Werthe von $D > 30$ Fuss genaugenug $b = .1856$ zu nehmen. Für kleinere Werthe von D muss man, sobald eine grosse Genauigkeit verlangt wird, den Werth von b aus der Relation

$$b = \frac{1.69}{(D + 1.5)^{\frac{1}{2}}}$$

berechnen.

Für das Mittel aus allen der mehr genannten verticalen Längenebenen geht in diesem Ausdrucke D in r über.

Für die Geschwindigkeiten in der mittleren der eben erwähnten Ebenen gelten die nachstehenden Formeln:

$$d_1 = (.317 + .06 f) r, \quad U_m = .93 v.$$

$$U = \cdot 93 v + \left[\frac{r^2 (\cdot 634 + \cdot 12 f) - \partial^2}{r^2} - \cdot 06 f + \cdot 016 \right] (bv)^{\frac{1}{2}},$$

$$U_0 = \cdot 93 v + (\cdot 016 - \cdot 06 f) (bv)^{\frac{1}{2}},$$

$$U_r = \cdot 93 v + (\cdot 06 f - \cdot 350) (bv)^{\frac{1}{2}},$$

$$U_{d_1} = \cdot 93 v + [(\cdot 317 + \cdot 06 f)^2 - \cdot 06 f + \cdot 01 b] (bv)^{\frac{1}{2}},$$

$$v = \left[(1 \cdot 08 U_{\frac{1}{2}r} + \cdot 002 b)^{\frac{1}{2}} - \cdot 045 b^{\frac{1}{2}} \right]^2.$$

Bestimmung der Wassermenge durch Formeln, welche aus den neuen Gesetzen abgeleitet sind.

Aus den bis zu diesem Punkte ausgeführten Arbeiten des Reports geht hervor, wie die gesuchte Wassermenge eines Flusses aus den gesammelten und gehörig gruppirten Vermessungsergebnissen gefunden wird, und wie sich diese Bestimmung durch die von den Verfassern aufgefundenen, bisher unbekannten Gesetze vereinfachen lasse. Von da an gehen die Verfasser an das noch bei weitem schwierigere Problem: zur mathematischen Bestimmung der Relationen, welche zwischen dem Querschnitt, Abhang oder Gefälle und der mittleren Geschwindigkeit eines Flusses bestehen. Die Kenntniss dieser Relationen ist durchaus erforderlich, um endlich die Höhe bestimmen zu können, um welche der Wasserspiegel an irgend einer Stelle des Flusses steigt, wenn das gesammte Wasser in demselben eingedämmt wird. Da nämlich die vorhergehenden Untersuchungen gezeigt haben, dass wenn der Wasserspiegel um eine gewisse Einheit steigt, die dadurch entstehende Wasserzunahme im Flusse keineswegs constant sei, sondern je nach den verschiedenen Wasserständen und an verschiedenen Stellen sehr bedeutend variire; so handelte es sich darum, eine allgemeine und die Resultate der wirklichen Messungen genau wiedergebende mathematische Formel aufzustellen, aus welcher sich von den vorhin erwähnten Grössen (a, s, v) eine durch die andere mit aller nur möglichen Schärfe ausdrücken oder bestimmen lasse.

Grundsätze, nach welchen die neuen Formeln entwickelt werden.

Wie bereits bemerkt, werden die Formeln zur Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit des in offenen Canälen oder Flussbetten fließenden Wassers gewöhnlich unter der Voraussetzung einer gleichförmigen Bewegung entwickelt; dasselbe thun nun auch die

hier in Rede stehenden Verfasser unter Beobachtung gewisser Vorsichten bei den Messungen, namentlich bei der Wahl der Querschnitte oder Querprofile und dem Vorbehalte die in der Wirklichkeit von dieser theoretischen Annahme sich ergebenden Abweichungen durch Correction der Zahlencoëfficienten vollständig auszugleichen.

Die bereits oben erwähnten Ansichten über die Widerstände des fließenden Wassers in Flussbetten, legen die Verfasser nun auch der Entwicklung ihrer neuen Formeln zum Grunde. Sie gehen nämlich dabei von der Voraussetzung aus, dass sich an der Oberfläche des Wassers ausser der Reibung mit der Luft, und zwar durch Fortpflanzung vom Boden herauf, noch ein Widerstand geltend mache, welcher von derselben Natur wie jene am Boden des Flussbettes sei. Sie bestreiten ferner die von den Meisten aufgestellte oder angenommene Hypothese, dass sich bei dieser Bewegung eine Flüssigkeits-, also hier eine Wasserschichte an den Wänden des Bettes festsetze, über welche das ganze Wasserprisma weggleite und dabei keinen anderen, als den durch die Cohäsion der Wassertheilchen mit dieser Schichte entstehenden Reibungswiderstand zu überwinden habe; sondern sie nehmen an, dass der Widerstand hauptsächlich aus der Adhäsion der äusseren Wasserschichten mit den Berührungswänden des Flussbettes oder Canales entsteht und dass dadurch die Geschwindigkeit der Wassertheilchen in diesen äusseren Schichten verzögert werde. Die Geschwindigkeit aller übrigen, der inneren Schichten angehörigen Wassertheilchen wird dann in Folge des Gesetzes von dem ersteren verschiedenen, nämlich des Cohäsionswiderstandes vermindert. Dieser secundäre Widerstand regulirt eigentlich die Vertheilung oder Fortpflanzung der Wirkung des primitiven oder Adhäsionswiderstandes auf die übrigen Theile der fließenden oder bewegten Wassermasse. Die Cohäsionskraft, von einer ganz anderen Natur und von weit grösserer Intensität als die der Adhäsion, lässt nur ganz geringe Geschwindigkeitsänderungen in den auf einander folgenden unendlich dünnen Schichten der Flüssigkeitsmasse zu, während die Adhäsion, wie z. B. die der untersten, das Grundbett berührende Schichte, noch Geschwindigkeiten von mehreren Füssen gestattet.

Mit Zugrundelegung der schon von Dubuat ausgesprochenen und angewendeten Grundsätze: dass, wenn das Wasser mit gleichförmiger Bewegung fortfließt, die vorhandene beschleunigende Kraft

dem vorhandenen Widerstande gleich sein müsse, und dass in offenen Canälen die erstere nur aus dem Abhänge oder Gefälle der Oberfläche des Wassers entstehe, wird nun zuerst die Grund- oder Fundamentalgleichung der Bewegung des Wassers in Canälen und Flüssen, und zwar die Gleichung:

$$Ggal \frac{h_i}{l} = l(p + W) \varphi \left(\frac{U_o W + U_r p}{W + p} \right)$$

aufgestellt, in welcher die Buchstaben die oben auf Seite 16 und 17 angegebene Bedeutung haben und φ ein Functionszeichen ist.

Substituirt man aus der vorigen Zusammenstellung der neuen Formeln für U_o und U_r die angegebenen Werthe, wobei zu berücksichtigen ist, dass $\cdot 317 + \cdot 06f = \frac{d_i}{r}$ ist, so erhält diese Gleichung die Form:

$$\frac{as}{W + p} = \varphi \left\{ \cdot 93v + (bv)^{\frac{1}{2}} \left[\frac{W(\cdot 333 - \frac{d_i}{r}) + p(\frac{d_i}{r} - \cdot 667)}{W + p} \right] \right\}.$$

Setzt man weiters $W = qp$, wobei q für Flüsse nahezu $= 1$ gesetzt werden kann (für den Mississippi ist der Mittelwerth $= \cdot 99$), so geht der letzte Bruch in der eckigen Klammer in:

$$\frac{\cdot 333 q - \frac{d_i}{r} q + \frac{d_i}{r} - \cdot 667}{q + 1}$$

und für $q = 1$ einfach in $-\cdot 167$ über. Wird daher dieser Werth jedoch mit verändertem Zeichen (weil man sonst aus der entstehenden quadratischen Gleichung für v die hier unbrauchbare Wurzel erhalten würde), in der vorigen Gleichung substituirt, so erhält man die einfachere Gleichung:

$$\frac{as}{W + p} = \varphi (\cdot 93v + \cdot 167 b^{\frac{1}{2}} v^{\frac{1}{2}}) = \varphi (z) \quad (5)$$

wenn man nämlich der Kürze halber das Binom durch z bezeichnet.

Was nun die Bedeutung von φ , oder den Werth der Function $\varphi(z)$ betrifft, so lässt sich dieser nur aus vielen genauen oder verlässlichen Beobachtungen oder praktischen Versuchen bestimmen. Zu dieser Bestimmung benützen die Verfasser nicht nur ihre eigenen, mit aller Genauigkeit am Mississippi zu Vicksburg, Columbus, Carrollton, Bayou La Fourche, Little-Falls feeder nächst George-town

ausgeführten Messungen, sondern auch die Beobachtungen von Dubuat, Krayenhoff, Watt, Destrem, Buffon, Pattison und Ellet. Nachdem die Verfasser auf die schon früher erörterte Art und Weise hingewiesen, nach welcher sie vorgegangen sind, um die in dieser Gleichung (5) vorkommenden veränderlichen Grössen a , W und p durch Messungen mit aller möglichen Genauigkeit zu finden, machen sie in Beziehung auf die Anwendung des Gefälles s eine ganz richtige Bemerkung, darin bestehend, dass, wenn man dieses bei Flüssen als den Quotienten des Niveauunterschiedes zwischen zwei entfernten Punkten durch ihre Entfernung dividirt, bei Formeln anwendet, welche aus einer vollständig gleichförmigen Bewegung abgeleitet wurden, grosse Unrichtigkeiten entstehen müssen. Denn bei einem regelmässigen geraden Canal, in welchem das Wasser eine gleichförmige Bewegung angenommen, wird das Gefälle lediglich zur Überwindung des aus der genannten vereinten Wirkung der Adhäsion und Cohäsion des Wassers entstehenden Widerstandes consumirt, während bei Flüssen noch zwei weitere Widerstände, welche aus den Querschnittsänderungen des Profiles und aus Biegungen oder Krümmungen des Flusses entstehen, hinzukommen; man müsste daher von dem gemessenen Gefälle vorerst diese beiden entsprechenden Widerstandshöhen abziehen, um jenen Werth von s zu erhalten, welcher in die Formel für v zu substituiren ist. Hieraus folgt ganz richtig, dass man Formeln, deren Constanten der vollkommen gleichförmigen Bewegung entsprechen, auf Flüsse nicht anwenden könne, und dass sich die Constanten für Flussformeln nur aus auf Flüssen und nicht mit Röhren oder Gerinnen vorgenommenen Beobachtungen ableiten lassen.

Da nun die Formel (5) den gewöhnlichen Flüssen von geradem Laufe und mässigem Gefälle entsprechen soll, indem der Einfluss von Krümmungen in besonderen Formeln ausgedrückt wird, so wurden bei Bestimmung der Constanten der Formel (5) folgende Bedingungen festgehalten: erstens wurden die Versuche an Flüssen oder natürlichen Canälen vorgenommen, zweitens wurden nur gerade Strecken gewählt (um die Widerstandshöhen für Krümmungen zu vermeiden) und drittens wurden möglichst gleichförmige Querprofile genommen (um dem Verlust an Gefällshöhe für die Überwindung des Widerstandes durch plötzliche Querschnittsänderungen zu entgehen), und endlich viertens benützte man möglichst lange

Strecken, um beim Nivelliren des Gefälles den Instrumentfehler zu eliminiren oder auf ein Minimum zu bringen.

Die obige Formel (5) ist offenbar dem fast allgemein gebräuchlichen Ausdrucke $\frac{as}{p} = \varphi(v)$ analog und man nimmt gewöhnlich an, dass $\varphi(v)$, was mit $\varphi(z)$ der neuen Formel correspondirt, einem Ausdrucke von der Form $Bv + Cv^2$ gleich sei, in welchem man für B und C solche Werthe zu finden trachtet, für welche die Formel mit den Experimenten übereinstimmt.

Nach mehreren Erörterungen setzen die Verfasser $\varphi(z) = Cz^2$, wodurch aus der vorigen Gleichung (5) $C = \frac{as}{(p+W)z^2} \dots (m)$ wird. Da der zweite Theil dieser Gleichung nur bekannte Grössen enthält, deren numerische Werthe mit aller Genauigkeit bestimmt werden konnten, so zeigte sich, dass C nicht als constant angenommen werden könne. Um das Gesetz hiefür zu entdecken, wurden die Werthe von C als Ordinaten einer Curve aufgetragen, für welche man zuerst die Werthe von $\frac{a}{p+W}$, dann von v und endlich von s als die entsprechenden Abscissen nahm; da man jedoch nur mit den letzteren Werthen von s für C eine regelmässige Curve erhielt, so wurde mit Recht geschlossen, dass C irgend eine Function vom Gefälle s sei. Nach vielerlei Versuchen und scharfsinnigen Combinationen fanden die Verfasser endlich, dass man mit hinlänglicher Genauigkeit $C = \frac{s^{\frac{1}{2}}}{195}$ setzen könne, welcher Werth, in der vorigen Relation (m) substituirt, sofort die Gleichung gibt:

$$z = \left(\frac{195 as^{\frac{1}{2}}}{p+W} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

Aus dieser nunmehr allgemeinen Formel kann sofort von den fünf variablen oder unbekannten Grössen immer die eine bestimmt werden, wenn die vier anderen gegeben sind.

Berücksichtigt man übrigens, dass die beiden Grössen W und p selten von einander unabhängig sind, sondern durch die eine gewöhnlich auch die andere gegeben ist, so reduciren sich diese Variablen auf vier, nämlich auf a , $p+W$, s und z . Für natürliche Flussbetten kann man ohne merklichen Fehler $p = 1.015 W$ setzen.

Was die letztgenannte Grösse z anbelangt, so ist diese zwar streng genommen (Gleich. 5) eine Function von v und b , also mittelbar von v und r (wenn man in der obigen Relation (z) r statt D

setzt); allein da man ohne Fehler b als constant ansehen kann, so kann man auch für alle in der Praxis vorkommenden Fälle z ganz einfach als eine Function bloß von v annehmen.

Aus der vorigen Gleichung (6) ergeben sich nun für den praktischen Gebrauch die drei nachstehenden Formeln:

$$s = \left[\frac{(p + W) z^2}{195 a} \right]^2 \quad (7)$$

$$a = \frac{(p + W) z^2}{195 s^{\frac{1}{2}}} \quad (8)$$

$$p + W = \frac{195 a s^{\frac{1}{2}}}{z^2} \quad (9)$$

Es wurde bereits weiter oben bemerkt, dass in der Relation $U_m = Av$ für rechteckige Querprofile $A=1$, dagegen für solche, wie sie in der Regel bei natürlichen Flussbetten vorkommen, $A=.93$ zu setzen sei. Mit diesen beiden Werthen erhält man sonach für die Variable z (Relat. 5) die beiden auf diese Fälle sich beziehenden Relationen: $z = v + .167 b^{\frac{1}{2}} v^{\frac{1}{2}}$ und $z = .93 v + .167 b^{\frac{1}{2}} v^{\frac{1}{2}}$.

Substituirt man diese Werthe für z in die vorige Gleichung (6) und löst die entstehenden Gleichungen nach v auf, so erhält man für diese beiden genannten Fälle beziehungsweise:

$$v = \left[- .08 b^{\frac{1}{2}} + \sqrt{.0064 b + (195 r, s^{\frac{1}{2}})^{\frac{1}{4}}} \right]^2 \quad (10)$$

und

$$v = \left[- .09 b^{\frac{1}{2}} + \sqrt{.0081 b + (225 r, s^{\frac{1}{2}})^{\frac{1}{4}}} \right]^2 \quad (11)$$

Wie bereits erwähnt, hängt für schmale Flüsse der Werth $b = \frac{1.69}{(r + 1.5)^{\frac{1}{2}}}$ von r ab, ist jedoch für Flüsse, für welche r schon 12 — 15 Fuss beträgt, nahezu $=.1856$, wodurch das erste unterm Wurzelzeichen vorkommende Glied so klein ausfällt, dass man dasselbe ohne weiters auslassen kann. Dadurch geht die letztere auf natürliche Flüsse sich beziehende Formel (11) in die einfachere über:

$$v = \left[(225 r, s^{\frac{1}{2}})^{\frac{1}{4}} - .0388 \right]^2 \quad (12)$$

Aus dieser für alle breiteren Flüsse zur Bestimmung der mittleren Flussgeschwindigkeit anwendbaren Formel kann man die beiden folgenden:

$$r_1 = \frac{(v^{\frac{1}{2}} + 0.0388)^4}{225 s^{\frac{1}{2}}} \quad (13)$$

und

$$s = \left[\frac{(v^{\frac{1}{2}} + 0.0388)^4}{255 r_1} \right]^2 \quad (14)$$

ableiten, welche manchmal zur approximativen Bestimmung von r_1 und s benützt werden können.

Es kann vorkommen, dass die Wassermenge Q und z der in der Gleichung (6) enthaltenen vier variablen oder unbekannten Grössen gegeben sind, in diesem Falle lassen sich, wenn nur a und v (oder was auf dasselbe hinauskommt, a und z) nicht die beiden gegebenen Grössen sind, mit Zuhilfenahme der Relation $Q = av$ die beiden anderen Unbekannten bestimmen. Sind jedoch s und $(p + W)$ die beiden bekannten Grössen, so kommt man auf höhere Gleichungen und man wird dann einfacher durch folgende Näherungsrechnung zum Ziele gelangen. Man nimmt nämlich für a einen beiläufigen Werth an und berechnet dafür den entsprechenden Werth von v nach den beiden Gleichungen (11) (oder wenn das Querprofil ein Rechteck ist (10) und $v = \frac{Q}{a}$). Sind beide Werthe identisch, so sind a und v die richtigen Werthe, wenn nicht, so ändert man a so lange, bis die nöthige oder gewünschte Übereinstimmung stattfindet. Mit diesen gefundenen Werthen lassen sich dann auch noch P und s bestimmen.

Ist der Fluss breit, so wird die Rechnung dadurch vereinfacht, dass man statt der Formel (11) die einfachere (12) benützt.

Einfluss der Krümmungen.

Bei den grossen und ausgedehnten Vermessungen und Beobachtungen hatten die Verfasser auch volle Gelegenheit, den Einfluss kennen zu lernen, welchen die bei Flüssen vorkommenden scharfen Krümmungen auf die Geschwindigkeit des fliessenden Wassers ausüben. Sie benützten sonach diese Gelegenheit zur Bestimmung der Widerstandshöhe h_{α} (siehe S. 16) und dadurch zur Rectificirung der von Dubuat hiefür aufgestellten einfachen empirischen Formel.

Ist α der betreffende Einfalls- oder Ablenkungswinkel, welcher jedoch keinesfalls über 36 — 40 Grad hinausgehend angenommen wird, und σ eine constante Grösse; so empfiehlt Dubuat die aus seinen Versuchen in Röhrenleitungen abgeleitete sehr einfache Formel: $h_{\alpha} = \frac{v^2 \sin \alpha^2}{\sigma}$, wobei für Röhren von verschiedenen Dimensionen, diese in Pariser Zollen ausgedrückt, die Constante $\sigma = 2998.5$ ist und wobei natürlich h_{α} und v in derselben Einheit zu nehmen sind.

Legt man dagegen den englischen Fuss zu Grunde, so verwandelt sich diese Formel in die folgende:

$$h_{,,} = \frac{v^2 \sin \alpha^2}{266 \cdot 3}.$$

Die erwähnten neueren, am Mississippi zwischen Carrollton und Baton Rouge im Jahre 1851, sowie die zu Vicksburg im Jahre 1858 ausgeführten Messungen und Beobachtungen haben jedoch gezeigt, dass die vorige Dubuat'sche Formel für die Widerstandshöhe $h_{,,}$ zu kleine Werthe liefert, dass dagegen diese sehr genau ausgeführten Beobachtungen mit der Formel:

$$h_{,,} = \frac{v^2 \sin \alpha^2}{134}$$

ganz gut übereinstimmen.

Prüfung der neuen Formeln.

Der Werth einer allgemeinen praktischen Formel lässt sich am sichersten dadurch ermessen, dass man diese nicht bloß auf solche Fälle anwendet, welche jenen ähnlich sind, aus denen die Zahlencoefficienten der Formel bestimmt oder berechnet wurden, sondern diese mit Resultaten vergleicht, welche zu verschiedenen Zeiten, von den verschiedensten Beobachtern und unter von einander sehr abweichenden Localverhältnissen gefunden wurden, wenn man dabei nur überhaupt voraussetzen kann, dass die betreffenden Messungen und Beobachtungen die nöthige Genauigkeit besitzen oder die betreffenden Beobachter dafür eine gewisse Garantie bieten.

Diesen Weg haben nun auch die Verfasser betreten und dadurch den Beweis geliefert, dass sie bei Entwicklung ihrer neuen Formeln den einzig richtigen Weg eingeschlagen und zugleich durch ihre sehr zahlreichen und genauen Beobachtungen und Messungen, mit Berücksichtigung aller Nebenumstände auch die wahren Zahlencoefficienten gefunden haben.

Ich gebe in der nachstehenden ersten Tabelle die betreffenden Werthe der Querprofile, Gefälle und mittleren Flussgeschwindigkeiten von jenen 30 Beobachtungen, mit welchen die Formeln, sowohl die neuen als auch die alten verglichen wurden; so wie in der zweiten Tafel die Differenzen, welche sich aus der Anwendung der verschiedenen bisher für die mittlere Flussgeschwindigkeit abgeleiteten theoretischen Formeln auf diese praktischen Beobachtungsergebnisse ergeben.

Messungen der Querprofile, Gefälle und mittleren

Nummer der Beobach- tungen	Fluss	Localität	Dimensionen des	
			Fläche	Breite
			Quadratfuss	F u s s
1	Mississippistrom	Carrollton	193968	2653
2	" "	"	195349	2656
3	" "	"	180968	2421
4	" "	"	183663	2429
5	" "	Columbus	148042	2214
6	" "	Vicksburg	178137	2729
7	" "	"	179502	2732
8	" "	"	78828	2507
9	" "	"	134942	2556
10	" "	"	150354	2580
11	Bayou Plaquemine	Nahe d. ob. Münd.	5560	292
12	" "	" " "	4259	268
13	" La Fourche	" " "	3738	223
14	" "	" " "	3025	223
15	" "	" " "	2957	223
16	" "	" " "	2868	223
17	C. & O. Canal Feeder	Nächst Georget'n	121	23
18	" "	" "	119	23
19	Ohiofluss	Point Pleasant	7218	1073
20	Fluss Haine	Frankreich	248·5	48
21	" "	"	306·4	50·5
22	Canal	England	50	18
23	Rheinstrom	Byland	19135	1155
24	" "	Pannerden	6304	557
25	Waal "	Obere Mündung	14782	1328
26	Rhein "	Unterhalb Yessel	5341	700
27	Yessel "	Obere Mündung	1930	321
28	Tiber "	Rom	2355	243
29	Neva "	Russland	43461	1218
30	Gross-Nevkastrom	"	15554	881

Geschwindigkeiten der nachbenannten Flüsse.

Querschnittes		Mittlere Geschwindigkeit	Gefälle	Beobachter
Umfang	Grösste Tiefe			
F u s s				
2693	136	5·9288	·00002051	Delta-Vermess.
2696	136	5·8869	·00001713	„ „
2461	131	4·0338	·00000342	„ „
2469	132	3·9775	·00000384	„ „
2247	88	6·9575	·00006800	„ „
2779	100	6·9496	·00006379	„ „
2782	101	6·8245	·00004365	„ „
2530	63	3·5234	·00002227	„ „
2589	83	5·5580	·00003029	„ „
2621	90	6·3186	·00004811	„ „
303	28	5·1979	·00020644	C. Ellet
278	24	3·9589	·00074372	Delta-Vermess.
238	27	3·0765	·00004468	„ „
232	24	2·8430	·00003731	„ „
231	24	2·8069	·00003655	„ „
230	23	2·7894	·00004384	„ „
32·7	7·6	3·0323	·00069851	„ „
32·5	7·5	2·7227	·00069851	„ „
1074	8	2·5152	·00009334	C. Ellet
50·5	8?	2·4947	·00016534	Dubuat
53·4	9?	2·5579	·00015593	„
20·6	4	1·1336	·00006313	Watt
1163	20	3·5749	·00009769	Krayenhoff
563	17?	3·2766	·00009986	„
1334	17?	3·1648	·00010438	„
704	12?	2·9167	·00011744	„
324	9?	2·7727	·00011657	„
249	15	3·4132	·00013061	Buffon
1227	50	3·2296	·00001389	Destrem
893	21	2·0486	·00001487	„

Von diesen Beobachtungen fallen jene 1, 2, 3, 4, 11, 13, 14, 15, 16 in das Jahr 1851 (davon jene 1, 2, 13 in den Hochwasserstand); die Beobachtungen 5—10 in das Jahr 1858 (jene 7 in den Hochwasserstand); die Beobachtungen 12, 17, 18 in das Jahr 1859; jene 20, 21 in das Jahr 1782; jene 23—27 in das Jahr 1812, und endlich jene 28, 29, 30 in das Jahr 1821.

Zusammenstellung der vorzüglichsten älteren Formeln zur Bestimmung der mittlern Flussgeschwindigkeit.

Um die in der folgenden Tabelle genau angeführten Differenzen zwischen den Beobachtungs- und Rechnungsergebnissen nach den verschiedenen hydraulischen Formeln besser beurtheilen zu können, so mögen hier die verschiedenen für die mittlere Flussgeschwindigkeit abgeleiteten und bisher zur Anwendung gekommenen wichtigsten und bereits oben in III (Seite 25 u. f.) kurz besprochenen Formeln übersichtlich zusammengestellt werden; diese sind:

$$\text{Chezy} \dots \left\{ \begin{array}{l} (\text{Young's Coefficient}) \dots v = 84.3 (rs)^{\frac{1}{2}} \\ (\text{Eytelwein's Coefficient}) \dots v = 93.4 (rs)^{\frac{1}{2}} \\ (\text{Downing's und Anderer Coeff.}) \dots v = 100.0 (rs)^{\frac{1}{2}} \end{array} \right.$$

$$\text{Dubuat} \dots v = \frac{88.49 \left(r^{\frac{1}{2}} - .03 \right)}{\left(\frac{1}{s} \right)^{\frac{1}{2}} - \log n \cdot \left(\frac{1}{s} + 1.6 \right)^{\frac{1}{2}}} - .086 \left(r^{\frac{1}{2}} - .03 \right)$$

$$\text{Girard} \dots v = (2.96 + 26384 rs)^{\frac{1}{2}} - 1.64.$$

$$\begin{array}{l} \text{De Prony} \left\{ \begin{array}{l} (\text{Für Canäle}) \dots v = (.0556 + 10593 rs)^{\frac{1}{2}} - .2357 \\ (\text{„ „ und Röhren}) v = (.0237 + 9966 rs)^{\frac{1}{2}} - .1542 \\ (\text{Eytelweyn's Coeff.}) v = (.0119 + 8963 rs)^{\frac{1}{2}} - .1089 \\ (\text{Weisbach's „}) v = (.00024 + 8675 rs)^{\frac{1}{2}} - .0154 \end{array} \right. \end{array}$$

$$\text{Young} \dots v = \left[\frac{rs}{3A} + \left(\frac{B}{12A} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{B}{12A}$$

dabei haben A und B die oben (S. 31 u. 32) angegebenen Zahlenwerthe.

$$\text{Dupuit} \dots v = \frac{sra}{.08W} + (.0067 + 9114 rs)^{\frac{1}{2}} - .082.$$

$$\text{St. Venant} \dots v = 106.068 (rs)^{\frac{1.1}{2.1}}.$$

$$\text{Ellet} \dots v = .64 (\Delta H)^{\frac{1}{4}} + .04 \Delta H.$$

Berechnet man nun mittelst dieser Formeln aus den in der vorigen Tabelle angegebenen Beobachtungszahlen von a , W , P , Δ , s , $r = \frac{a}{P}$ die mittlere Flussgeschwindigkeit v , und vergleicht dieses

Rechnungsergebniss mit dem beobachteten Werth, so ergibt sich die in der nachstehenden Tabelle angegebene Differenz zwischen diesen beiden Zahlen, also auch der Werth der Formel selbst.

Wählt man z. B. die Zahlen der Beobachtung Nr. 1 der vorigen Tabelle, nach welcher $a = 193968$, $W = 2653$, $P = 2693$, $\Delta = 136$ und $s = \cdot 00002051$, also $r = \frac{a}{P} = 72.027$ ist; so erhält man nach der Chezy'schen Formel mit dem Coëfficienten von Young für die mittlere Flussgeschwindigkeit $v = 3.2400$ Fuss, anstatt, wie es die betreffende Zahl in der vorigen Tabelle angibt, der beobachteten 5.9288; es muss also zu der berechneten die in der folgenden Tabelle in der betreffenden Rubrik angegebene Zahl $+ 2.6888$ hinzugefügt werden, um die beobachtete zu erhalten.

Nach der Formel von Dubuat findet man $v = 2.7468$ Fuss, so dass man zu dieser Zahl noch jene (in der betreffenden Rubrik der folgenden Tabelle angegebene) $+ 3.1820$ als den betreffenden Fehler hinzufügen muss.

Nach der neuen Formel (12), wofür $r = \frac{a}{p+W} = 36.282$ wird, erhält man $v = 5.8903$ Fuss, so dass man diesem Werth nur noch die Zahl $+ .0385$ hinzuzufügen braucht, um die beobachtete Geschwindigkeit zu erhalten.

Die in der nachstehenden Tabelle eingetragenen Zahlen, wobei die in der ersten verticalen Columnne stehenden Versuchsnummern im jenen der vorigen Tabelle correspondiren, sind also die Differenzen, welche erhalten werden, wenn man von der beobachteten Geschwindigkeit die correspondirende, nach einer der vorhin angegebenen Formeln berechnete abzieht. Diese sind daher positiv oder negativ (in den Rubriken mit $+$ oder $-$ bezeichnet), je nachdem die berechnete kleiner oder grösser als die beobachtete Geschwindigkeit ist.

So gibt z. B., wenn man die Beobachtungszahlen von Nr. 18 nimmt, wofür die beobachtete mittlere Geschwindigkeit $v = 2.7227$ Fuss ist, die Formel von Chezy mit dem Eytelwein'schen Coëfficienten diese Geschwindigkeit um 2.0008, jene von Prony mit dem Weisbach'schen Coëfficienten um 1.9723, die Girard'sche Formel um 4.041 u. s. w; die neue Formel dagegen nur um 0.3594 Fuss zu gross.

Ich lasse nun zur vollständigen Vergleichung die Tabelle selbst folgen.

TAFEL zur Vergleichung der nach den verschiedenen Formeln

Zahl der Ver- suche	Chezy's Formel mit Coëfficienten von			Dubuat's Formel	Girard's Formel	Prony's Formel	
	Young	Eytelwein	Downing und Andern			für Canäle	für Röhren und Canäle
	F u s s						
1	+2.6888	+2.3390	+2.0854	+3.1820	+1.1140	+2.2017	+2.2430
2	+2.9167	+2.5961	+2.3636	+3.4374	+1.5736	+2.4887	+2.5204
3	+2.6973	+2.5530	+2.4484	+3.3542	+2.6207	+2.6208	+2.5978
4	+2.5522	+2.3984	+2.2868	+3.2073	+2.4188	+2.4572	+2.4369
5	+1.3152	+0.7061	+0.2643	+1.5090	-2.3975	+0.3004	+0.4281
6	+1.5591	+0.9772	+0.5552	+2.7722	-1.9246	+0.5998	+0.7184
7	+2.3506	+1.8677	+1.5174	+2.6733	-0.3106	+1.5929	+1.6784
8	+1.3028	+1.0631	+0.8893	+1.6224	+0.5812	+1.0377	+1.0434
9	+2.2085	+1.8469	+1.5847	+2.5718	+0.5389	+1.6975	+1.7427
10	+1.8902	+1.4121	+1.0654	+2.1721	-0.7304	+1.1425	+1.2263
11	+0.0094	-0.5507	-0.9569	-0.1965	-3.2932	-0.9055	-0.7942
12	+0.0033	-0.4238	-0.7334	-0.0583	-2.1974	-0.6407	-0.5738
13	+0.8434	+0.6023	+0.4275	+1.0077	+0.1116	+0.5756	+0.5817
14	+0.9837	+0.7829	+0.6374	+1.1533	+0.5428	+0.7964	+0.7900
15	+0.9835	+0.7866	+0.6439	+1.1535	+0.5695	+0.8039	+0.7963
16	+0.8184	+0.6056	+0.4513	+0.9686	+0.2926	+0.6072	+0.6044
17	-1.2535	-1.7162	-2.0517	-1.7040	-3.7470	-1.9699	-1.8912
18	-1.5406	-2.0008	-2.3346	-1.9857	-4.0141	-2.2520	-2.1741
19	+0.4038	+0.1759	+0.0106	+0.6998	-0.2313	+0.1623	+0.1643
20	+0.0901	-0.1694	-0.3577	+0.0453	-0.7802	-0.2148	-0.2028
21	+0.0364	-0.2358	-0.4333	-0.0038	-0.9301	-0.2940	-0.2779
22	+0.0901	-0.0226	-0.1043	+0.1478	+0.1788	+0.0737	+0.0425
23	+0.1952	-0.1696	-0.4342	+0.2315	-1.5005	-0.3224	-0.2761
24	+0.4577	+0.1534	-0.0673	+0.4877	-0.7571	+0.0627	+0.0891
25	+0.2978	-0.0117	-0.2361	-0.2478	-0.9577	-0.1078	-0.0797
26	+0.4004	+0.1288	-0.0682	+0.4037	-0.5617	+0.0712	+0.0871
27	+0.5513	+0.3115	+0.1376	+0.5584	-0.1711	+0.2860	+0.2918
28	+0.4503	+0.1305	-0.1015	+0.4294	-0.8867	+0.0238	+0.0553
29	+1.3598	+1.1579	+1.0115	+1.4974	+0.9109	+1.1702	+1.1641
30	+0.6919	+0.5455	+0.4393	+0.9601	+0.6026	+0.6112	+0.5888
Summe	32.9420	28.4411	26.6988	40.4417	37.4472	28.0905	28.1506

berechneten mittleren Geschwindigkeiten mit den beobachteten.

mit Coëfficienten		Young's Formel	Dupuit's Formel	St.Venant's Formel	Ellet's Formel	Neue Formel
von Eytelwein	von Weisbach					
F u s s						
+2.3974	+2.3644	+2.6547	+1.0536	+2.4381	+2.8837	+0.0385
+2.6584	+2.6206	+2.9000	+1.4629	+2.7002	+3.1500	+0.2425
+2.6378	+2.5725	+2.7822	+2.3651	+2.6534	+2.9552	+0.2593
+2.4820	+2.4182	+2.6320	+2.1732	+2.5009	+2.8230	+0.0658
+0.7288	+0.7388	+1.1238	—3.0950	+0.7159	+2.0962	—0.8093
+1.0038	+1.0091	+1.3844	—0.0904	+0.9996	+1.8883	—0.4602
+1.9078	+1.8968	+2.2359	—0.4739	+1.9298	+2.8054	+0.0713
+1.1361	+1.0853	+1.3343	+0.8166	+1.1737	+1.4852	—0.3978
+1.9037	+1.8726	+2.1690	+0.8041	+1.9437	+2.6953	+0.0430
+1.4530	+1.4411	+1.7785	—0.6254	+2.0143	+2.3442	—0.1982
—0.5211	—0.5194	—0.1556	—1.4981	—0.5187	+0.4408	—0.0448
—0.3760	—0.3963	—0.0801	—0.8769	—0.3435	+0.4993	—0.3871
+0.6751	+0.6245	+0.8751	+0.4812	+0.7129	+1.2065	—0.2076
+0.8069	+0.8040	+1.0392	+0.7353	+0.8921	+1.2623	+0.0213
+0.8651	+0.8076	+1.0613	+0.7447	+0.8954	+1.2442	+0.0304
+0.6821	+0.7270	+0.8657	+0.5499	+0.7156	+1.0997	—0.0768
—1.6733	—1.6876	—1.3746	—1.9100	—1.6470	—1.4773	—0.0709
—1.9576	—1.9723	—1.6603	—2.1895	—1.8953	—1.7497	—0.3594
+0.2504	+0.1977	+0.4406	+0.1520	+0.2864	+1.0867	+0.0298
—0.0990	—0.1467	+0.1054	—0.2003	—0.0593	+0.5240	+0.0257
—0.1671	—0.2128	+0.0447	—0.2847	—0.1265	+0.5194	—0.0886
+0.0655	—0.0040	+0.1871	+0.0257	+0.0684	+0.3413	—0.1965
—0.1133	—0.1439	+0.1506	—0.5043	—0.0736	+1.1067	—0.4809
+0.2179	+0.1774	+0.4492	+0.0070	+0.2597	+1.0020	—0.0544
+0.0520	+0.0125	+0.2862	—0.1620	+0.2895	+0.8310	—0.1808
+0.1976	+0.1518	+0.4107	+0.0629	+0.2382	+0.8733	+0.0973
+0.3845	+0.3337	+0.5803	+0.2855	+0.4221	+1.0048	+0.2993
+0.1928	+0.1587	+0.4315	—0.0107	+0.2347	+0.9410	+0.1378
+1.2357	+1.1790	+1.4133	+0.9731	+1.2671	+1.8573	—0.4976
+0.6300	+0.5649	+0.7771	+0.5348	+0.6463	+1.1609	—0.5191
29.5258	28.8412	33.3834	25.1488	30.6619	45.3547	6.3920

Ein Blick auf diese Tabelle liefert wohl den sprechendsten Beweis von der überraschenden Genauigkeit der neuen Formel und ihrer Vorzüglichkeit gegenüber aller übrigen bisher bekannten und aufgestellten hydraulischen Formeln und Relationen.

Hätten die Verfasser durch ihre genauen, mit unsäglichem Geduld und Ausdauer, so wie mit vorzüglichem Geschick ausgeführten Vermessungen, gepaart mit einer ausserordentlichen Beobachtungsgabe und den scharfsinnigsten theoretischen Combinationen und Entwicklungen, nichts anderes als diese Formel zur Bestimmung der mittleren Flussgeschwindigkeit zu Stande gebracht, so würden sie sich dadurch allein schon den Dank und die Anerkennung der Mit- und Nachwelt verdient und erworben haben. Allein es war ihnen diese Vorarbeit der genauen Wassermengebestimmung des Mississippi-Stromes mit seinen Neben- und Ausflüssen bloss Mittel zum Zwecke, indem es ihnen nur dadurch gelingen konnte, mit beinahe mathematischer Evidenz das sicherste und ökonomischste Schutzsystem gegen die Überschwemmungen des Mississippi und dessen Nebenflüsse zu entwickeln und in Vorschlag zu bringen.

Bevor ich in eine kurze Besprechung dieses, so wie überhaupt der vorgeschlagenen Schutzsysteme eingehe, will ich noch zum bessern Verständniss aus dem Report einige hieher gehörige Daten, welche zugleich auch sonst von Interesse sind, hier anführen:

Das Sinken und Steigen des Wasserspiegels des Mississippi zwischen Hoch- und Niederwasser beträgt zu Natchez, wo diese Differenz am grössten ist, über 50 Fuss, nimmt aber gegen den Meerbusen, wo diese Oscillationen Null sind, allmählich ab.

Da der Bodenwerth im Mississippi-Thal wesentlich von dem relativen Wasserstand des Stromes abhängt, so befinden sich fast in allen Städten öffentliche Wasserhöhen-Merkzeichen, von welchen aus die täglichen Wasserhöhen gemessen und einregistriert werden. Zu St. Louis, 17 Meilen oberhalb der Ausmündung des Stromes gelegen, steht diese Marke, hier „St. Louis Directrix“ genannt, 405 Fuss über der Meeresfläche und 34 Fuss über dem Wasserstand vom Jahre 1860; sie wurde zur Fluthzeit des Jahres 1858 von dem damaligen Wasserstand um 3 Fuss überragt. Der Abhang oder das natürliche Gefälle beträgt von hier bis zum Golf nicht mehr als circa 4 Zoll auf die Meile und gleichwohl ist dasselbe hinrei-

chend, um eine mittlere Fluthgeschwindigkeit von 6 Fuss per Secunde oder etwas über 4 Meilen per Stunde zu erzeugen.

Durch lange fortgesetzte Beobachtungen dieser Wasserhöhen und der daraus durch graphische Darstellungen gebildeten Curven, leiteten die Verfasser auch dafür allgemeine Gesetze ab, welche der Hauptsache nach in Folgendem bestehen:

1. Dass sich die mittlere jährliche Aufeinanderfolge dieser Wasserstände vom Ohio bis zum Meerbusen nur wenig ändert.

2. Dass der Strom jährlich dreimal, nämlich im Winter, Frühjahr und Sommer, anschwillt.

3. Der Fluss erreicht Ende März seine grösste Höhe, sinkt dann wieder, bis er durch die zeitlichen Sommerregen abermals steigt, von da fällt er sehr rapid und erreicht im October seinen niedrigsten Wasserstand, von welcher Zeit er wieder eben so rasch steigt, bis diesem durch das Frieren der Nebenflüsse im Jänner und Februar Einhalt gethan wird, und endlich wieder die Märzanschwellung eintritt.

4. Endlich zeigt sich aus dieser graphischen Darstellung, dass die Flusshöhe durch 7 Monate des Jahres (von der zweiten Hälfte des December bis zur zweiten Hälfte des Juli) über, die übrige Zeit aber unter dem mittleren Wasserstande liegt.

Mit Hilfe dieser Daten und der genau gemessenen Querprofile war es auch möglich, den mittleren Hochwasserquerschnitt, und die entsprechende Breite und Tiefe des Flusses mit grosser approximativer Genauigkeit zu bestimmen. Um dabei den Einfluss der in den Strom einmündenden Haupt-Nebenflüsse zu berücksichtigen, wurde derselbe in vier Abtheilungen oder Partien getheilt, wie dies die nachstehende kleine Tabelle nachweist.

Mittlere Dimensionen der Querprofile des Mississippiflusses.

Örtlichkeit	Hochwasser			Niedrigerwasser		
	Fläche, Quadratfuss	Breite, Fuss	Grösste Tiefe	Fläche, Quadratfuss	Breite, Fuss	Grösste Tiefe
Vom Ohio-bis zum Arkansasfluss	191000	4470	87	45000	3400	49
Vom Arkansas- bis zum rothen Fluss	199000	4080	96	54000	3060	56
Vom rothen Fluss bis zum Bayou La Fourche.	200000	3000	113	100000	2750	78
Vom Bayou La Fourche bis zum Beginn der „Passes“ . . .	199000	2470	129	163000	2250	114

Von der aus dem Mississippi-Thal abfließenden Wassermenge erhält man nur einen richtigen Begriff, wenn man auch die jährlich fallende Regenmenge kennt. Aus diesem Grunde waren die Verfasser bemüht eine genaue Regenkarte zu entwerfen, und sie haben in der That durch das Sammeln aller bekannten Daten mit Hinzufügung ihrer eigenen dreijährigen Beobachtungen eine solche Karte zu Stande gebracht, welche hinsichtlich der Genauigkeit wahrscheinlich alle ähnlichen, selbst für ganz kleine Flussgebiete entworfenen Karten übertrifft. Ich will nur einige hierauf bezügliche Daten hier anführen:

Die Gesamtfläche des Mississippithales beträgt 125.605 Quadratmeilen; die mittlere jährliche Regenmenge desselben 8440000000000 Kubikfuss, so wie die jährliche Wassermenge welche der Mississippi abführt, 19400000000000 Kubikfuss, folglich nahe den vierten Theil des ganzen Regenfalles und demnach weit mehr als man bisher angenommen hatte.

Dabei sind übrigens drei bestimmte Jahreskategorien zu unterscheiden; die extremen Niederwasserjahre, in welchen die abfließende Wassermenge bloß 11 Billionen Kubikfuss, die gewöhnlichen Jahre, wo diese $19\frac{1}{2}$, und endlich die Fluth- oder Überschwemmungsjahre, in welchen diese Wassermenge bei 27 Billionen Kubikfuss beträgt. Diese Differenzen haben natürlich ihren Grund in den correspondirenden Variationen der fallenden jährlichen Regenmenge.

Bei dem Umstande, als man gegen das Ableitungssystem mittelst Abzugscanälen, welches ebenfalls als Schutzsystem von mehreren Seiten empfohlen worden, als Hauptargument geltend machte, dass der Mississippi sandige, erdige oder lehmige Theile bis zum Maximum seiner Suspensionsfähigkeit enthalte, welche sich bei einer geringern Stromgeschwindigkeit, die durch solche Ableitungscanäle nothwendig eintreten müsste, ablagern und dadurch den Wasserspiegel eher heben als erniedrigen würden, machten es sich die Verfasser mit zur Aufgabe, auch diesen Punkt zum Abschluss zu bringen. Sie lieferten durch die Untersuchung des Mississippiwassers, welches sie durch zwei Jahre hindurch täglich an mehreren Stationen und aus verschiedenen Tiefen nahmen, den Beweis, dass dies bei weitem nicht der Fall, also auch die besorgte Gefahr der Erhöhung des Flussbettes nicht vorhanden sei. Nach ihren

Analysen betragen diese suspendirten Theile oder das Sediment auf das Wasser bezogen nur $\frac{1}{1500}$ dem Gewichte und $\frac{1}{2900}$ dem Volumen nach. Hieraus folgt, dass bei einer jährlichen abfliessenden Wassermenge von durchschnittlich $19\frac{1}{2}$ Billionen Kubikfuss eine Masse solcher erdiger Theile in den Meerbusen im suspendirten Zustande fortgeführt wird, welche eine Fläche von einer Quadratmeile auf eine Höhe von 241 Fuss bedecken würde. Hat man einmal durch die projectirten Schutzbauten die Sümpfe oder Swamps gegen die Überschwemmungen geschützt, so kommt zu dieser Masse noch jene hinzu, welche sich jetzt auf diesen Swamps ablagert und nach den von den Verfassern vorgenommenen Berechnungen beiläufig $\frac{1}{18}$ der vorigen Masse betragen wird.

Da jedoch ausser dieser suspendirten Masse noch ein beträchtlicher Theil von Sinkstoffen am Grundbette und längs den Ufern fortgewälzt wird, und zwar (nur durch die Erhöhung der Barren beiläufig bestimmbare Quantität) von circa 750 Millionen Kubikfuss jährlich, was eine Fläche von einer Quadratmeile 27 Fuss hoch bedecken würde, so beträgt die solchergestalt jährlich in den Golf geschaffte erdige und sandige Masse gegenwärtig so viel, dass man eine Fläche von einer Quadratmeile 268 Fuss hoch bedecken könnte; nach Ausführung der vorgeschlagenen Schutzdämme würde die Höhe dieses Erdprisma bei derselben Grundfläche sogar bis auf 281 Fuss steigen.

Erörterung der verschiedenen Schutzbausysteme.

Nach sorgfältiger Vergleichung aller vorhandenen und beobachteten Daten über die grossen Überschwemmungsperioden des Mississippi-Thales, legen die Verfasser ihren diesfälligen Untersuchungen die Periode des Jahres 1858, als eine der bedeutendsten zum Grunde und berechnen die Wassermenge des Mississippi im Juni dieses Jahres als Maximum zu 140.300 Kubikfuss per Secunde, eine Wassermasse, welche noch einen Zuwachs von 75.000 Kubikfuss erhalten hätte, wenn die Swamps durch die projectirten Dämme bereits geschützt gewesen wären.

Wie schon oben angedeutet, wurden zum Schutze der Niederungen gegen Überschwemmungen drei verschiedene Systeme in Vorschlag gebracht.

Das erste System beruht auf dem Bestreben, in der zwischen den beschleunigenden und verzögernden Kräften bestehenden Relationen eine solche Modification hervorzurufen, dass es dadurch den ersteren möglich werde, das zuwachsende Fluthwasser ohne Erhöhung des Wasserspiegels (oder wenigstens in einem viel geringeren Grade als es jetzt der Fall) fortzuführen; zu diesem Systeme gehören zunächst die Durchstiche.

Nach dem zweiten System soll das Maximum der durch den Fluss abgeführten Wassermenge überhaupt reducirt oder vermindert werden; zu diesem Systeme gehören das Ablenken der in den Strom einmündenden Nebenflüsse, das Anbringen von künstlichen Reservoirs und Abzugscanälen.

Das dritte System endlich besteht in der Einschränkung des Wassers in sein Flussbett, wodurch sich die abfliessende Wassermenge von selbst regulirt; zu diesem Systeme gehören Dämme oder künstliche Ufer.

Was zuerst die Durchstiche anbelangt, so werden diese von den Verfassern sowohl durch die am Red-River- und Racourci-Durchstich (beziehungsweise in den Jahren 1831 und 1848—1849 ausgeführt) gemachten Beobachtungen, als auch durch analytische Untersuchungen gründlich erörtert, und sie kommen dadurch zu der Überzeugung, dass dieses System bei so breiten Flüssen, wie der Mississippi, nicht anwendbar sei und die Aufgabe nicht lösen könne, indem durch einen jeden Durchstich, welcher den Lauf des Flusses verkürzt (in den vorhin angezogenen beiden Fällen beträgt diese Verkürzung 18 und 21 Meilen), der Wasserspiegel oberhalb desselben allerdings niedriger, dafür aber unterhalb des Durchstiches, wo das Gefälle ungeändert geblieben, höher wird; bei Anwendung dieses Systems würde daher ein Theil des Flussgebietes nur auf Kosten eines andern Theiles geschützt werden.

Das zweite Schutzsystem, und zwar nach der ersten Modification, das untere Mississippi-Thal gegen Überschwemmungen durch Ablenkung gewisser grösserer Nebenflüsse von dem Hauptstrome zu schützen, wird wohl von den Verfassern als im Principe richtig anerkannt, sie können es jedoch, nachdem sie die Folgen der Anwendung desselben auf den obern Missouri, Arkansas und rothen Fluss genau untersucht und erörtert, schon der enormen Kosten wegen nicht empfehlen.

Die zweite Modification, nämlich die Anlegung grosser Reservoirs durch Bildung künstlicher Teiche betreffend, mittelst welcher die die Überschwemmungen hervorbringenden Fluthwässer zurückgehalten werden sollen, so bildet dieselbe vom theoretischen Standpunkte aus ein vortreffliches Schutzmittel, nur schade, dass sich dasselbe nicht bei allen Flüssen und namentlich nicht am Mississippi ausführen lässt.

Dieses System der künstlichen Reservoirs wurde schon im Jahre 1811 an der obern Loire mit Erfolg angewendet und von den europäischen Ingenieuren, wie namentlich von Polenceau, Lombardini, Boulangé und Vallée nicht nur zum Behufe des hier in Rede stehenden Schutzes gegen Überschwemmungen, sondern zugleich auch zur Verbesserung der Schifffahrt bei niederem Wasserstande empfohlen. Unter den amerikanischen Ingenieuren und Schriftstellen sind es vorzüglich Charles Ellet und Elwood Moris, welche für dieses System, und zwar zunächst für die westlichen Flüsse Nordamerikas, in die Schranken treten.

Allein wenn Ellet behauptet, dass auch das Mississippi-Delta durch dieses und sogar nur durch dieses System geschützt werden könne, so befindet er sich vollständig im Irrthume und wurde derselbe offenbar durch seine falsche Formel für die mittlere Flussgeschwindigkeit des Mississippi, welche er auf Grund seiner ungenauen und oberflächlich vorgenommenen Beobachtungen entwickelte, zu diesem Fehlschlusse verleitet.

Die Anwendbarkeit und der Erfolg dieses Systems hängt zunächst von der topographischen Beschaffenheit des Flussgebietes ab, welches die Möglichkeit zur Anlage künstlicher Teiche von mässigen Dimensionen, gleichwohl aber von einer hinreichenden Capacität darbieten muss, um die Fluthwässer, welche die Überschwemmungen erzeugen, lang genug zurückhalten zu können.

Auf die zum Grunde gelegte erwähnte Juni-Fluth des Jahres 1858 bezogen, zeigen die Verfasser zuerst, dass, wenn überhaupt nicht nur das Mississippi-Delta, sondern auch die an die Nebenflüsse angrenzenden Niederungen gegen Überschwemmungen geschützt werden sollen, die durch die obere Alluvialregion sich ergiessende Wassermenge per Secunde höchstens 1,050.000 Kubikfuss betragen dürfe. Nun betrug aber während der 36 Tage der genannten Fluthzeit (vom 25. Mai bis 29. Juni) die Wassermasse, welche in der

Breite von Columbus durchging, um 648172800000 Kubikfuss mehr, als sie nach der vorigen Ziffer hätte betragen dürfen, um keine Überschwemmungen zu bewirken; es hätten daher Teiche von einer solchen Ausdehnung angelegt werden müssen, dass dieselben in einem einzigen Monate volle 600.000 Millionen Kubikfuss Wasser hätten aufnehmen können.

Da sich nun nach den vorhandenen Localverhältnissen solche künstliche Teiche oder Reservoirs nur am südlichen Abhange des Ohio-Beckens mit Erfolg anlegen lassen, und da ferner die auf diese Region entfallende Regenmenge, welche im Mai 1858 stattgefunden, im Durchschnitt 4.5 Zoll, d. i. .375 Fuss, oder davon 75 Procent als jene Höhe genommen, welche der Wassermenge entspricht, die man hätte sammeln können, blos .24 Fuss beträgt, so hätten diese

Reservoirs eine Ausdehnung von $\frac{600000000000}{.24 \times (5280)^2} = 90000$ Quadrat-

meilen haben müssen, eine Fläche, welche grösser als das ganze betreffende Flussgebiet des Ohio selbst ist.

Aber selbst wenn diese physische Unmöglichkeit der Ausführung nicht vorhanden wäre, so würden sich die Kosten dieses künstlichen Reservoir-Systems gering gerechnet auf die enorme Summe von 215 Millionen Dollars belaufen.

Zur Anwendung des Auslass-(outlets) Systems, welches in der Anlage von grossen Abflusswehren und künstlichen Canälen besteht, übergehend, so widerlegen die Verfasser zwar die dagegen vorgebrachte Meinung, als würden sich in Folge der dadurch verminderten Stromgeschwindigkeit die im Wasser enthaltenen suspendirten Theile ablagern und dadurch das Flussbett sammt dem Wasserspiegel eher erhöhen (indem ja, wie oben gezeigt, diese erdigen Theile noch lange nicht bis zu ihrem Maximum im Mississippi-Wasser enthalten sind), allein sie finden dieses System aus anderen Gründen, und zwar abgesehen von den exorbitanten Kosten, für den Mississippi unausführbar. Nicht nur weisen sie durch ihre gründlichen Erörterungen nach, wie die Hauptschwierigkeit erst mit der Frage beginnt, was mit dem vom Strome abgeleiteten Wasser weiters zu geschehen hat, sondern sie zeigen auch, dass mit diesem System die Zerstörung der Schifffahrt auf dem Poutchartrain- und Borgue-See unvermeidlich verbunden und zugleich die Gefahr vorhanden sei,

dass der Hauptcanal des Stromes eine Änderung erleide, so wie dies am Rhein, Po und der Vistula wirklich der Fall war.

Nun bleibt mir noch das letzte, nämlich das System der Schutz- oder Uferdämme zu besprechen übrig, und es ist dieses in der That auch dasjenige, welches sich zuletzt wie von selbst als Frucht der in dem Report niedergelegten ungeheuern, mühe- und geistvollen Arbeit als das einzige für den vorliegenden Fall anwendbare und empfehlenswerthe Schutzsystem herausstellt. Dieses System, heisst es in dem Report, ist wesentlich einfach, ersetzt sehr bald die darauf verwendeten Kosten, und man kann darauf bauen, dass dasselbe die sämtlichen Ländereien vom Cape Girardeau bis zum Meeresbusen, welche jetzt den Überschwemmungen ausgesetzt sind, dagegen vollkommen schützen wird. Ist die Anlage auch kostspielig und von einer grossen Ausdehnung und wird dabei auch ein gemeinsames Zusammenwirken der einzelnen Bundesstaaten vorausgesetzt, so ist dieselbe dafür auch vollkommen schützend und zweckentsprechend.

Um diese Schutzbauten zugleich auf die ökonomischste Weise auszuführen, müssen die Dämme folgende Höhe erhalten: An der Mündung des Ohio ungefähr 3 Fuss über der Hochwasserlinie des Jahres 1858; dieses Niveau wird aus dem Grunde zur Basis gewählt, weil es constanter ist als die Sohle des Flussbettes. Diese Dammhöhe von 3 Fuss muss bis Osceola hin allmählich bis auf 7 Fuss erhöht und von da bis Helena beibehalten, dagegen von da an bis Island (71) allmählich auf 10 Fuss vergrössert werden. Von da an bis Napoleon kann diese Höhe auf 8 Fuss reducirt, muss jedoch dann wieder bis zum Lake Providence allmählich bis auf 11 Fuss erhöht werden. Von hier an bis zur Mündung des Yazoo ist diese Höhe nach und nach auf 6 Fuss zu vermindern und in dieser Höhe bis zum Landungsplatz des Red-River beizubehalten. Endlich soll diese Dammhöhe von da an bis Baton-Rouge gleichmässig 4 und von da ab bis zum Fort St. Philipp 3 Fuss betragen.

Diese berechneten Dammhöhen gründen sich auf eine absolute Sicherheit, in so weit es nämlich möglich war, die hiefür nöthigen Bedingungen zu eruiren. Will man übrigens solche Bauten nicht unnützer Weise mit zu grossen Kosten ausführen, so wird man lieber die geringe Gefahr laufen, dass die Dämme in ganz ausserordentlichen Fällen, welche jemals vorkommen können, in Etwas überfluthet werden, als man diese gleich von vorne herein so hoch

aufführt, um selbst gegen solche nur äusserst selten eintretende Ausnahmefälle völlig geschützt zu sein.

Für das Querprofil dieser Dämme wird im Allgemeinen eine Kronbreite, welche der Dammhöhe gleich ist, eine äussere Böschung von 3 : 1, und eine innere von 2 : 1 proponirt.

Was endlich die Herstellungskosten dieser Schutzdämme betrifft, welche auf dem rechten Ufer eine Länge von 1059 und auf dem linken von 823 Meilen erhalten müssen, so würden sich diese, wenn noch gar keine Dämme aus früheren Zeiten existirten, auf ungefähr 26 Millionen, und mit Benützung der bereits vorhandenen auf circa 17 Millionen Dollars belaufen, eine Summe, die nicht viel grösser ist als jene, die man bisher für misslungene Versuche zum Schutze der Niederungen vergeudet hat. Noch wird von den Verfassern bemerkt, dass die gegenwärtig bestehenden Dämme anerkannter Massen zu schwach sind und schon, wenn der Fluss nur um 3 Fuss über seine natürlichen Ufer steigt, stellenweise durchbrochen werden. Mit einem Mehraufwande von 2 Millionen Dollars hätte man denselben bei ihrer gegenwärtigen Höhe das zu ihrer Festigkeit nöthige Querprofil geben können.

Diesen approximativen Anlagskosten der Dämme muss man nun auch die Grösse und den wahrscheinlichen Werth des dadurch für die Cultur gewonnenen Bodens entgegenhalten. Die Ländereien von Cape Girardeau bis zum Red-river haben einen Flächeninhalt von 19.450 Quadratmeilen. Nimmt man nun an, dass die Hälfte davon cultivirbar sei und dann per Acre einen Werth von 25 Dollars habe, so beläuft sich der Werth des ganzen Bodens auf 160 Millionen Dollars.

Die unter der Cultur stehende Bodenfläche der angeschwemmten Ländereien unterhalb der Mündung des Red-river ist nicht geringer als eine Million Acres, welche den Acre, zu 100 Dollars angenommen (was keineswegs zu hoch gerechnet ist), sofort für die Pflanzungen in dieser Section einen Werth von 100 Millionen, mithin in Summe dem Boden, welcher durch die Auslage von 17 Millionen Dollars fortwährend culturfähig gemacht wird, einen Werth von 260 Millionen Dollars verleiht.

Ich müsste mit Recht besorgen, dieses Referat weit über Gebühr auszudehnen, wollte ich auch auf die mir überhaupt ferne liegende, wenngleich ebenfalls sehr geistvoll und anziehend durchgeführte

geologische Geschichte und Beschaffenheit des eigentlichen Mississippi-Delta eingehen; dafür will ich schliesslich nur ganz kurz die in diesem Report enthaltene interessante Bildungstheorie der Barren und der Mittel, diese im Interesse der Schifffahrt zu vertiefen, anführen.

Wie bereits im Eingange erwähnt, bildet jeder der drei sogenannten „Passes“ an der Stelle, wo der Fluss in den mexikanischen Golf mündet, eine Barre oder Sandbank. Wählt man davon zur Erläuterung den südwestlichen Pass, für welchen die meisten Beobachtungen vorliegen und welcher ungefähr $\frac{1}{3}$ des Mississippiwassers abführt und, wie bemerkt, 17 Meilen lang ist, eine mittlere Breite von 1200 und mittlere Tiefe von $58\frac{1}{2}$ Fuss besitzt, so bestehen für die dort befindliche Barre, die sich auf 7.3 Meilen (vom äussern Kamm) in den Fluss hinaufzieht, folgende Verhältnisse: Über dem Scheitel oder Kamm der Barre hat der Ausflusscanal eine Breite von 11.500 und eine mittlere Tiefe von bloß $11\frac{1}{2}$ Fuss, also einen Querschnitt von 132.000 Quadrutfuss. Der Abhang oder die Böschung dieser Sandbank ändert sich nach einwärts, d. i. gegen den Fluss zu, in folgender Weise:

Die Neigung oder der Abhang beträgt im Mittel auf je 1000 Fuss Länge, vom Scheitel oder Kamm der Barre an gerechnet, für die ersten 1000 Fuss Null (der Boden ist nahe horizontal), für die darauf folgenden 3000 Fuss 5 Fuss, für die nächsten 17.000 Fuss 1.0 Fuss, für die folgenden 5000 Fuss 2.0 Fuss, für die nächsten 9000 Fuss 7.0 Fuss und von da an ist der Boden wieder horizontal und der Fluss hat hier eine Tiefe von 103 Fuss.

Nach auswärts, d. i. gegen den Golf zu ist der Abhang steiler, und zwar beträgt wieder, von der obern Kante aus gemessen, das mittlere Gefälle für die ersten 1000 Fuss 10 Fuss, für die folgenden 3700 Fuss (wieder auf je 1000 Fuss) 20 Fuss, für die nächsten 38.300 Fuss 5 Fuss, so wie endlich auf die folgende Reihe von 14.000 Fuss sofort 43 Fuss.

Der Golf hat daher 1000 Fuss ausserhalb des Scheitels oder Kammes der Barre eine Tiefe von ungefähr 22 Fuss, in 4700 Fuss Entfernung von 100 Fuss, in 43.000 Fuss von 300, und in der Entfernung von 57.000 Fuss eine Tiefe von 900 Fuss.

Aus einer grossen Reihe von Beobachtungen und Messungen, welche im Jahre 1851 von Professor Forshey und in den Jahren

1858—1859 und 1860 vom Civil-Ingenieur Fuller am südwestlichen Pass vorgenommen wurden und im Appendix G des Report zusammengestellt sind, ziehen die Verfasser des Report folgende Schlüsse:

Während der Fluth- oder Hochwasser-Periode des Flusses ist das mit der Barre, und zwar bis zu ihrem äusseren Kamm in Berührung befindliche Wasser nur Süss- oder Flusswasser, welches mit einer grossen Geschwindigkeit aus- oder seewärts strömt. Ausserhalb dieses äusseren Kammes und unterhalb der Süsswasserschichte steht die äussere Böschung der Barre mit Salzwasser in Berührung, welches mit einer mittleren Geschwindigkeit von beiläufig 5 Fuss per Secunde seewärts fliesst. Die Richtung dieser Bewegung ist jedoch nicht parallel mit jener des Flusswassers, sondern bildet einen aufsteigenden Winkel, welcher manchmal zwanzig Grad erreicht.

Während der Niederwasser-Periode ist stets nur Salzwasser mit der Barre in Berührung, und zwar bewegt sich diese Schichte in einem sanften Strom bald nach aus-, bald nach einwärts, und steht oft auch ganz ruhig. Bei steigender Fluth im Golf fliesst über die Sohle des äusseren Kammes der Barre eine Salzwasserschichte nach einwärts, diese ändert jedoch ihre Richtung und fliesst auswärts, wenn die Fluth zurückgeht.

Experimental-Theorie über die Bildung der Barren.

Aus diesen hier kurz angedeuteten Thatsachen entwickeln nun die Verfasser ihre höchst interessante Theorie der Barrenbildung an den Mississippi-Mündungen. Ich werde mich hier, um nur eine Idee dieser Theorie zu geben, auf die allererste Bildungsperiode dieser Barren beschränken.

Angenommen, die Mündung des in Rede stehenden Südwest-Passes liege noch um 7·3 Meilen (vom äusseren Kamm der gegenwärtigen Barren) aufwärts, d. i. an jener Stelle, wo sich der Pass zu erweitern beginnt, zugleich reiche der Golf, von derselben mittleren Tiefe wie der Fluss (58·5 Fuss), noch bis an diese Stelle hinauf. Ferner nehme man an, dass sich der Fluss eben in der Fluthperiode befinde und den Golf, dessen Wasserspiegel vorläufig als ruhig und constant gedacht wird, zum ersten Male begegnet.

Nun ist der Widerstand, welchen das Flusswasser beim Eintritt in den Golf findet, in den unteren Schichten grösser als in den oberen, oder diese ist z. B. in der Tiefe von 58·5 Fuss gegen jenen in der halben Tiefe (von 29·25 Fuss) um so viel grösser, als der Unterschied im Gewichte einer Salz- und einer Süsswasser-Säule von 29·25 Fuss Höhe, und so nimmt dieser Widerstand gegen die Oberfläche ab und ist da am kleinsten. Die Folge davon ist, dass das Flusswasser, indem es in den Golf eintritt, auf dem Salzwasser unter einem Winkel aufsteigt, welcher der Stärke des Stromes umgekehrt proportional ist. Dieser Auftrieb des Salzwassers muss den Strom nothwendig erweitern, und da dasselbe den Fluss in keine festen Ufer einschränkt, so wird sich diese Verbreiterung des Flusses immer weiter ausdehnen.

Beim Zusammenstoss und Aufsteigen des Flusswassers mit und auf dem Salzwasser finden nach verticaler Richtung ähnliche Erscheinungen Statt, wie solche in horizontaler Richtung bei plötzlichen Krümmungen im Flusse eintreten, wobei bekanntlich horizontale Wirbeln oder Brandungen entstehen; es bilden sich nämlich gerade so, wie es nach Venturi's Experimenten bei plötzlichen Vertiefungen im Flussbette auch der Fall ist, verticale Wirbeln, oder mit anderen Worten, es bildet sich an der Stelle, an welcher das Flusswasser das Salzwasser begegnet und an derselben ansteigt, ein sogenannter todter Winkel.

Durch diese Hemmung des Flusswassers bleibt aber jene erdige, sandige und lehmige Masse (aus welcher auch das Delta besteht), welche der Fluss zu allen Zeiten am Boden des Bettes fortwälzt, gerade in diesem todten Winkel liegen und es bildet diese Ablagerung sofort den ersten Grund oder Keim zur Barrenformation.

Betrachtet man jetzt die zweite, nämlich die Niederwasser-Periode, so wird auch während dieser wieder die genannte erdige Masse in dem todten Punkte, in welchem das Flusswasser das Salzwasser trifft und von demselben gehoben wird, abgelagert, nur dass jetzt, da die Flussgeschwindigkeit drei- bis viermal kleiner als während der Fluthperiode (beim Hochwasser beträgt die mittlere Geschwindigkeit 4·9, beim Niederwasserstand 1·4 Fuss) und der Anstiegungswinkel wahrscheinlich in demselben Verhältniss grösser ist, dieser todte Winkel mehr nach einwärts oder stromaufwärts liegt.

So wie nun in diesem angenommenen ersten Flussjahre zwei grosse Epochen existiren, so bestehen sofort auch zwei solche grosse Ablagerungsperioden, die eine bei Hoch-, die andere bei Niederwasser des Flusses. Dabei findet die Ablagerung in der ersten Periode nach auswärts, in der zweiten dagegen nach einwärts Statt; während des Wechsels dieser beiden Perioden geschieht die Ablagerung zwischen diesen beiden Punkten und es wird erst auf solche Weise die eigentliche sogenannte Barre gebildet.

Was nun weiters die Wirkung der folgenden Fluthen auf diese neu gebildete Sandbank betrifft, so wird hierüber im Wesentlichen Folgendes bemerkt. Bei zunehmender Geschwindigkeit wird der Fluss an jener Stelle, wo er sich zu erweitern beginnt, und daher seine Tiefe abnimmt, nicht mehr durch den Auftrieb des Salzwassers, sondern durch das Anprallen des Wassers an die bereits im vorigen Flussjahre abgelagerte erdige Masse aufwärts gelenkt, dabei gräbt sich der Fluss an dieser Stelle nach und nach einen Canal von der Breite und Tiefe des normalen Flussbettes. Die neu hinzukommende, am Boden des Flussbettes fortgewälzte erdige Masse wird jetzt über die Barre fortgeführt und fällt über die Hochwasser-Ablagerungen des vorausgegangenen Flussjahres hinaus; dies bewirkt sonach ein jährliches Vorrücken der Barre in den Golf hinaus.

In dem Verhältniss, in welchem die Breite des Ausflussquerschnittes über den äusseren Kamm der Barre zunimmt, wird dieses Vorrücken in den Golf langsamer und die Wassertiefe geringer. Erst wenn das jährliche Vorrücken dieses äusseren Kammes mit jenem der Canalbildung an der inneren Seite der Ablagerung durch die wühlende Kraft des Wassers gleich geworden, stellt sich eine Art von Gleichgewicht her, und es tritt in der Tiefe und Breite des äusseren Kammes der Barre, insoweit die grossen sich gegenseitig bedingenden Naturkräfte auf ihre Bildung Einfluss haben, eine gewisse Permanenz ein; dabei versteht es sich von selbst, da sowohl die Dauer der Hoch- und Niederwasser-Perioden, als auch die Wassermengen und die Quantitäten der vom Flusse fortgeführten oder fortgewälzten erdigen Massen variiren, sofort auch jährliche Irregularitäten in der Form und Ausdehnung der Ablagerungen oder der Barren eintreten müssen, die jedoch nicht hindern, dass im Grossen und Ganzen dieser erwähnte Beharrungsstand eintritt

Bei den gegenwärtig vorwaltenden Verhältnissen rückt der sogenannte äussere Kamm der Barre des südwestlichen Pass jährlich um 338 Fuss, in einer Breite von 11.500 Fuss und in einer Tiefe vor, welche jener des Pass gleich ist, während das Flusswasser an der innern Seite der Barre einen Canal aushöhlt von ebenfalls 338 Fuss Länge, von 1200 Fuss Breite und wieder von der mittleren Flusstiefe.

Aus dieser Theorie, welche noch durch die interessanten Erörterungen über den Einfluss der Winde, die ich hier übergehen muss, vervollständigt wird, und dadurch alle die verschiedenen Erscheinungen in der Gestalt des Delta, dem Wasserstande des Golfes und in der Form der Barren, welche bisher nicht erklärt werden konnten, vollkommen aufklärt, folgt zugleich, dass die Barren am Mississippi keineswegs, wie man früher angenommen, durch die Ablagerung der im Flusswasser schwebend gehaltenen erdigen Theilchen entstehen; diese werden vielmehr, da sie, wie oben gezeigt worden, lange nicht bis zum Maximum im Mississippiwasser enthalten sind, eine grössere oder geringere Strecke weit in den Golf hinausgeführt.

Um schliesslich noch die von dem Verfasser zum Behufe der Verbesserung der Schifffahrt vorgeschlagenen oder empfohlenen Mittel zur Vertiefung der Mündungen oder Ausräumung der Barren mit wenigen Worten zu erwähnen, so gründen sich diese auf die eben entwickelten Gesetze der Barrenbildung selbst, und bestehen entweder in der Vermehrung der Geschwindigkeit des Flusswassers über der Barre oder in der Nachhilfe durch künstliche Vorrichtungen.

Zu den ersteren gehören dammförmige Einbauten und Schliessung aller Seitenausflüsse; zu den letzteren Baggermaschinen und sonstige Vorrichtungen, mittelst welchen das abgelagerte oder depoinirte Materiale aufgekratzt und seewärts geschoben wird. Würde z. B. über der Barre eine Wassertiefe von 21 Fuss verlangt, so müssten nach den Gesetzen der vorigen Theorie von einer Stelle an, wo der Fluss diese Tiefe besitzt, zwei convergente Einbaue in dieser Tiefe bis ausserhalb des Kammes der Barre, also bis auf eine Länge von ungefähr 2.5 Meilen ausgeführt, und da dadurch der äussere Kamm jährlich statt der vorigen 338 jetzt um 700 Fuss vorrückt, jährlich um 700 Fuss verlängert werden. Übrigens bemerken die Verfasser, dass die bekannten Mittel, durch welche das Materiale der Barren wie

durch Rechen oder Exstirpatoren aufgekratzt oder aufgelockert und dann durch den Strom seewärts geführt wird, die sichersten und wohlfeilsten sein dürften. Sie schliessen ihren classischen Bericht oder Report, welcher bei den Fachgelehrten und Wasserbau-Ingenieuren für alle folgenden Zeiten die gebührende dankende Anerkennung finden wird, mit der Bemerkung, dass, so wie die Barrenbildung ohne Unterlass fortschreitet, so auch diese angedeuteten Mittel zu ihrer Austiefung continuirlich angewendet werden müssen, zu welchem Behufe daher auch ein beständiger Fond zur Bestreitung der Kosten angewiesen sein oder zur Disposition stehen sollte, was bisher nicht der Fall war.

1. The first part of the paper is devoted to a general
discussion of the subject. It is shown that the
theory of the subject is not yet fully developed,
and that there is a need for further research.
The second part of the paper is devoted to a
detailed study of the subject. It is shown that
the theory of the subject is not yet fully developed,
and that there is a need for further research.
The third part of the paper is devoted to a
detailed study of the subject. It is shown that
the theory of the subject is not yet fully developed,
and that there is a need for further research.

Burg, Adam von

Bericht über das vom Capitän A. A. Humphreys und Lieutenant H. L. Abbot im Jahre 1861 zu Philadelphia unter der Autorität des Kriegs-Departements der Vereinigten Staaten Nordamerika's veröffentlichte Werk, betreffend die unter ihrer Leitung in den Jahren 1851, 1857 und 1858 im Auftrage der Bundesregierung ausgeführten Vermessungen des Mississippi-Delta's zum Behufe der auszuführenden Schutzbauten gegen die Überschwemmungen des

Wien 1864

Math.a. 53 o-12

urn:nbn:de:bvb:12-bsb10080615-1